

VŠB-Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

**Porovnání interakčních modelů základů s naměřenými
hodnotami**

**Comparison of soil - foundation interaction models with
measured values**

Student:

Bc. Jana Labudková

Vedoucí diplomové práce:

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.

Ostrava 2013

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Jana Labudková**

Studijní program: N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb

Téma: Porovnání interakčních modelů základů s naměřenými hodnotami
Comparison of soil - foundation interaction models with measured values

Zásady pro vypracování:

- rešerže odborné literatury a vyhledání údajů o experimentálním měření základových konstrukcí
- přehled interakčních modelů včetně jejich stručného teoretického základu
- provedení výpočtů sedání a napjatosti vybraných základů, jejichž experimentálně naměřené výsledky byly nalezeny v odborné literatuře
- porovnání naměřených a vypočtených veličin, tabelární a grafické vyhodnocení
- rozbor a diskuse zjištěných odchylek
- aplikace současných norem ČSN EN při navrhování základových konstrukcí

Seznam doporučené odborné literatury:


- [1] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI 11/2006
- [2] Bažant Z., Bradáč J. a kol: Plošné betonové konstrukce. CERM s.r.o., VUT Brno 1998
- [3] Bradáč J.: Základové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM Brno,s.r.o., 1994
- [4] Bareš R.A.: Tabulky pro výpočet desek a stěn, SNTL Praha 1989, 624 s.
- [5] Čajka, R. Interakce základových konstrukcí s podloží. Monografie, Ediční středisko VŠB – TU Ostrava, leden 2008, 177 s.
- [6] Procházka J. a kol. Navrhování betonových konstrukcí 1. Prvky z prostého a železového betonu. 2.upravené vydání, ČBS při ČSSI a ČBS Servis s.r.o.,Praha 2006
- [7] Lohmeyer, C. O. G. – Bergmann, H. – Ebeling, K.: Stahlbetonbau. Bemessung – Konstruktion – Ausführung, 7. Auflage, B. G. Teubner Verlag, Wiesbaden 2006
- [8] Martin, L. H. – Purkiss, J.A.: Concrete Design to EN 1992, Elsevier 2006. 375 s.
- [9] McCormac, Jack, C.- Nelson, James, K.: Design of Reinforced Concrete. ACI 318-05 Code Edition, Seventh Edition, John Wiley & Sons, Inc., 2006
- [10] Schmidt, Hans – Henning,: Grundlagen der Geotechnik. 3. Auflage, B. G. Teubner Verlag, Wiesbaden 2006

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **prof. Ing. Radim Čajka, CSc.**

Datum zadání: 28.02.2013

Datum odevzdání: 02.12.2013


prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
vedoucí katedry




prof. Ing. Darja Kubečková, Ph.D.
děkanka fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 2. 12. 2013

.....
Bc. Jana Labudková

Prohlašuji, že

- byla jsem seznámena s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 2. 12. 2013

.....
Bc. Jana Labudková

Anotace

Problematika vzájemného spolupůsobení základových konstrukcí s podloží a rozvoj interakčních modelů jsou řešeny již desítky let. Složitost statického řešení spočívá především ve volbě výpočtového modelu, vlivu fyzikálně-nelineárního chování konstrukce a také spolupůsobení horní stavby se základovou konstrukcí.

Cílem diplomové práce je vystihnout chování základové konstrukce s podloží a provést analýzu řešení tak, aby se získané výsledky blížily hodnotám naměřeným při experimentech. V diplomové práci jsou vzájemně porovnávány výsledky interakčních modelů vytvořených v několika programech. Součástí je také parametrická studie závislosti výsledných deformací na parametrech numerického prostorového modelu, kterými jsou okrajové podmínky, velikost a hloubka řešené oblasti. Naměřené a vypočítané veličiny jsou graficky vyhodnoceny a je proveden rozbor zjištěných odchylek.

Diplomová práce obsahuje také popis postupů stanovených současnými normami, které jsou používány při navrhování základových konstrukcí.

Klíčová slova: Základové konstrukce, podloží, interakční modely, kontaktní napětí, interakce základ – podloží, 3D model MKP.

Počet stran: 163

Annotation

For decade's attention has been paid to interaction of foundation structures with subsoil and to development of interaction models. Complexity of a static solution is given mainly by selection of a computational model, effects of physical-nonlinear behaviour of such structure and interaction of the upper structure and the foundation structure.

The purpose of this diploma thesis is to compare the measured subsidence of the foundation in experiments and results of the FEM calculations. In diploma thesis is comparison of the results each interaction models created several programs. It also includes a parametric study of the dependence of the resulting deformation and the parameters of the numerical model created by 3D finite elements. These are the boundary conditions, the size of the modelled area and its depth. Measured and calculated values are graphically evaluated and ascertained deviations are analyzed.

In this thesis is a description of the procedures specified in the current standards, which are used in the design of foundation structures.

Key words: Foundation structure, soil-structure interaction, contact stress, subsoil, 3D FEM elements, interaction models.

Number of pages: 163

OBSAH DIPLOMOVÉ PRÁCE:

SEZNAM ZNAČENÍ	11
1 ÚVOD	14
2 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE.....	15
2.1 PLOŠNÉ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE.....	16
3 TECHNICKÁ TEORIE DESEK	19
3.1 KIRCHHOFFOVA TEORIE TENKÝCH DESEK.....	19
3.2 MINDLINOVA TEORIE TLUSTÝCH DESEK	20
3.3 ZÁKLADNÍ ROZDÍL V TEORIÍCH DESEK	21
3.4 GEOMETRICKÉ ROVNICE.....	21
3.5 FYZIKÁLNÍ ROVNICE	22
3.6 MĚRNÉ VNITŘNÍ SÍLY	23
3.7 ZÁKLADNÍ ROVNICE DESKY	24
4 INTERAKCE ZÁKLADŮ S PODLOŽÍM	25
4.1 MODEL Y PODLOŽÍ.....	25
4.1.1 Kontaktní model y podloží	26
4.1.1.1 Winklerův model pružného podkladu	26
4.1.1.2 Dvojparametrický Pasternakův model podloží	28
4.1.2 Pružný poloprostor	29
4.1.3 Další interakční model y a metody řešení interakce základových konstrukcí s podložím.....	31
4.2 PROMĚNLIVOST A NEJISTOTY GEOTECHNICKÉHO VÝSTUPU	31
5 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ SEDÁNÍ	32
5.1 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY.....	33
5.2 SLEDOVÁNÍ SEDÁNÍ V ČESKÉ REPUBLICE	34
5.3 SLEDOVÁNÍ SEDÁNÍ V ZAHRANIČÍ.....	36
5.4 ZÁVĚRY EXPERIMENTÁLNÍHO MĚŘENÍ SEDÁNÍ	36
6 APLIKACE NOREM PŘI NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	38
6.1 ZÁKLADOVÁ PŮDA	38
6.1.1 ČSN 73 1001	38
6.1.2 Eurokód 7 – ČSN EN 1997 – 1	44

6.2	ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE.....	47
7	POUŽITÉ PROGRAMOVÉ SYSTÉMY A METODY VÝPOČTU SEDÁNÍ A NAPJATOSTI.....	50
7.1	PRUŽNÝ POLOPROSTOR MODIFIKOVANÝ POMOCÍ STRUKTURNÍ PEVNOSTI	50
7.2	PROGRAMOVÝ SYSTÉM ANSYS.....	51
7.2.1	Tvorba modelu v programovém systému ANSYS	51
7.2.2	Charakteristika použitých prvků.....	53
7.2.3	Nelineární analýza	55
7.3	NEMETSCHEK SCIA ENGINEER	57
7.3.1	Tvorba modelu v programu Scia Engineer.....	58
7.3.2	Typy plošných podpor a jejich specifikace	59
8	VÝPOČTY SEDÁNÍ A NAPJATOSTI VYBRANÝCH ZÁKLADŮ	62
8.1	DESKA Z PROSTÉHO BETONU	63
8.1.1	Výpočet sedání pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti	64
8.1.2	Tvorba interakčního modelu v programovém systému ANSYS	69
8.1.2.1	Parametrická studie	70
8.1.2.2	Výsledná napjatost a deformace desky	79
8.1.2.3	Porovnání vypočítaných deformací s výsledky stanovenými jinými metodami.....	84
8.1.2.4	Nelineární analýza	88
8.1.3	Tvorba výpočtového modelu v programu Scia Engineer	89
8.1.3.1	Analýza využívající plošnou podporu typu SOILIN.....	91
8.1.3.2	Analýza využívající plošnou podporu typu „jednotlivě“	97
8.1.3.3	Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“	99
8.1.3.4	Nelineární analýza	101
8.1.4	Výpočtový model v programu MKPINTER	101
8.1.5	Grafické vyhodnocení, rozbor a diskuse	105
8.2	ZÁKLADOVÁ DESKA POD PODÉLNÝMI STĚNAMI	108
8.2.1	Výpočet sedání pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti	109
8.2.2	Tvorba interakčního modelu v programovém systému ANSYS	113

8.2.2.1	Parametrická studie	115
8.2.2.2	Výsledná napjatost a deformace desky	123
8.2.2.3	Porovnání vypočítaných deformací s výsledky stanovenými jinými metodami.....	127
8.2.2.4	Nelineární analýza	130
8.2.3	Tvorba výpočtového modelu v programu Scia Engineer	131
8.2.3.1	Analýza využívající plošnou podporu typu SOILIN.....	132
8.2.3.2	Analýza využívající plošnou podporu typu „jednotlivě“	138
8.2.3.3	Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“	139
8.2.3.4	Nelineární analýza	141
8.2.4	Výpočtový model v programu MKPINTER	142
8.2.5	Grafické vyhodnocení, rozbor a diskuse	144
9	ZÁVĚR	148
10	PODĚKOVÁNÍ	151
11	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	152
12	SEZNAM OBRÁZKŮ, GRAFŮ A TABULEK.....	155

SEZNAM ZNAČENÍ:

Velká písmena latinské abecedy

A	plocha základu	$[m^2]$
A_{ef}	efektivní plocha základu	$[m^2]$
C, C_1	součinitel stlačitelnosti podkladu, Winklerova konstanta	$[MN/m^3]$
C_2	součinitel přenášení smykových sil	$[MN/m]$
C_{1z}	parametr stlačitelnosti pružného podkladu ve směru osy z	$[MN/m^3]$
C_{2x}, C_{2y}	parametry deformace ve smyku (vodorovně)	$[MN/m]$
C_{1x}, C_{1y}	parametry poddajnosti pružného podkladu ve směru os x a y	$[MN/m^3]$
D	desková tuhost	$[kNm]$
E	modul pružnosti materiálu základové konstrukce	$[MPa, GPa]$
EC	Eurokód	$[-]$
E_{def}	deformační modul	$[MPa]$
E_{oed}	oedometrický modul pružnosti	$[MPa]$
$F4$	klasifikace zeminy – jíl písčitý	$[-]$
MKP	metoda konečných prvků	$[-]$
$MSÚ$	mezní stav únosnosti	$[-]$
MSP	mezní stav použitelnosti	$[-]$
N	počet uzlů	$[ks]$
N_c, N_d, N_b	součinitelé únosnosti závislé na výpočtovém úhlu vnitřního tření	$[-]$
V_{de}	extrémní svislá výpočtová síla	$[kN]$
V_{ds}	provozní svislá výpočtová síla	$[kN]$
R_d	výpočtová únosnost	$[kPa, MPa]$

Malá písmena latinské abecedy

a	šířka základu (schéma výpočtu σ_z dle Korotkina)	$[m]$
b	délka základu (schéma výpočtu σ_z dle Korotkina)	$[m]$
b	šířka základu (schéma výpočtu σ_z dle Steinbrennera)	$[m]$
c	soudržnost zeminy	$[kPa]$
c_d	výpočtová hodnota soudržnosti	$[kPa]$
d	hloubka základové spáry	$[m]$
d_c, d_d, d_b	součinitelé hloubky založení	$[-]$

f	svislé rovnoměrné zatížení pružného poloprostoru	[kPa, MPa]
h_i	mocnost i -té vrstvy pod základovou vrstvou	[mm,m]
h	tloušťka desky	[m]
i_c, i_d, i_b	součinitelé šikmosti zatížení	[-]
k	tuhost systému	[-]
l	délka základu (schéma výpočtu σ_z dle Steinbrennera)	[m]
m	opravný součinitel přetížení	[-]
m_x, m_y	měrné ohybové moment	[kNm/m]
m_{xy}	měrný krouticí moment	[kNm/m]
$p(x, y)$	reakce podloží	[kN/m ²]
q	svislé rovnoměrné zatížení pružného poloprostoru	[kPa, MPa]
q_x, q_y	měrné posouvající síly	[kN/m]
s	sednutí	[mm,m]
s_c, s_d, s_b	součinitelé tvaru základu	[-]
$t(x, z)$	složka smykových sil	[N/m]
$t(y, z)$	složka smykových sil	[N/m]
w	svislé deformace základu, průhyb	[m]
z	hloubka pod základovou spárou	[m]
z_z	hloubka deformační zóny	[m]
(r, φ, z)	souřadnice válcového souřadnicového systému	[m, °, m]
(x, y, z)	souřadnice kartézského souřadnicového systému	[m]
(u, v, w)	vodorovný posun ve směru os x a y , svislý posun ve směru osy z	[m]

Řecká abeceda

γ	objemová tíha	[kN/m ³]
γ_1, γ_2	efektivní objem. tíha základ. půdy nad a pod základ. spárou	[kN/m ³]
$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$	zkosení	[-]
Δ	Laplaceův operátor	[-]
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	poměrná přetvoření	[-]
ν	Poissonův součinitel, součinitel příčné deformace	[-]
ρ	objemová hmotnost	[kg/m ³]
σ_{or}	původní geostatické napětí v základové spáře	[kPa, MPa]
σ_z	svislé napětí v základové půdě od zatížení stavbou	[kPa, MPa]

σ_{ol}	napětí v základové spáře od přetížení stavbou	[kPa, MPa]
σ_{de}	extrémní výpočtové kontaktní napětí v základové spáře	[kPa, MPa]
σ_{ds}	provozní výpočtové kontaktní napětí v základové spáře	[kPa, MPa]
σ_s	strukturní pevnost zeminy	[kPa, MPa]
σ_x, σ_y	normálová napětí v ose x a y	[kPa, MPa]
τ_{xy}	smykové napětí v rovině xy	[kPa, MPa]
φ	úhel vnitřního tření	[°]
ψ	úhel dilatance	[°]
$\vartheta_x(x, y)$	pootočení kolem osy x	[°]
$\vartheta_y(x, y)$	pootočení kolem osy y	[°]

1 ÚVOD

V diplomové práci je pojednáváno o základových deskách, které jsou svým řešením nejobecnějším typem plošné základové konstrukce. Základová konstrukce a podloží se vzájemně ovlivňují. Proto nelze zanedbat účinek základové půdy zatížené horní stavbou, a je nutné při řešení zohlednit interakci základové konstrukce a podloží. Problematika této interakce a rozvoj výpočtových modelů jsou řešeny již desítky let, přičemž je hlavní snahou nalézt takový výpočtový model, který by reprezentoval skutečné základové poměry. Během této doby bylo zavedeno několik výpočtových modelů a metod, mezi které patří i numerické metody (např. metoda konečných prvků - MKP), jejichž využití je spojeno s rozvojem výpočetní techniky. Aplikací výpočtového modelu je snaha vystihnout interakci mezi základem a podložím tak, aby bylo možné stanovit co nejvystižnější rozdělení napětí a přetvoření od kontaktního napětí v základové spáře. Toto kontaktní napětí má většinou obecný průběh a kromě zatížení závisí také na tuhosti podloží, horní stavby i samotného základu.

V současnosti neexistuje obecně platný model podloží, a proto se i výsledky řešení mohou lišit v závislosti na volbě modelu podloží, které jsou postupně zdokonalovány. Podloží je možné modelovat jako plošný 2D model povrchu podloží nebo jako prostorový 3D model zemního masivu, kterým lze detailně sledovat děje uvnitř podloží. V diplomové práci je provedeno srovnání několika přístupů a metod řešení interakce základových konstrukcí s podložím. Výsledné hodnoty sedání a napjatosti vybraných základů jsou srovnány s hodnotami naměřenými během experimentů. Experimenty byly nalezeny v odborné literatuře nebo byly provedeny na zkušebním zařízení vybudovaném v areálu Fakulty stavební Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava.

Naměřené a vypočtené veličiny jsou graficky vyhodnoceny a je proveden rozbor zjištěných odchylek. Součástí diplomové práce je také popis postupů stanovených současnou normou EC 7 [55], která je používána při navrhování základových konstrukcí. Je také provedeno srovnání této normy s normou ČSN 73 1001 [53] platnou do 1. 4. 2010. Cílem diplomové práce je co možná nejlépe vystihnout chování základové konstrukce a podloží a vytvořit model tak, aby se získané výsledky blížily hodnotám naměřeným při experimentech. To umožní provést dostatečně spolehlivý a zároveň ekonomicky efektivní návrh základů. V diplomové práci jsou vzájemně porovnávány výsledky interakčních modelů vytvořených v několika programech včetně parametrické studie závislosti numerického prostorového modelu na velikosti podloží, okrajových podmínkách a hloubce řešené oblasti.

2 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Navrhování a posuzování základových konstrukcí je mezioborovým problémem, protože se opírá o znalosti z mechaniky zemin, zakládání staveb, stavební mechaniky a navrhování samotných betonových konstrukcí. Každou stavbu tvoří nadzákladová konstrukce, základ a základová půda. Všechny tři části tohoto statického celku jsou významné při návrhu objektu a ovlivňují chování realizované stavby. Základová konstrukce je nedílnou součástí každého stavebního objektu a zajišťuje, aby byla tíha vrchní stavby přenesena do podloží. Základy také slouží k tomu, aby sedání objektu a kontaktní napětí v základové spáře zůstaly v přípustných mezích. O návrhu a konstrukčním uspořádání základů je podrobněji pojednáno v [4] a [22]. Ve stavební praxi jsou základové konstrukce výjimečné také tím, že při statickém výpočtu dochází ke zjednodušení v souvislosti s menší přesností vstupních údajů zeminy. Zemina je totiž materiálem přirozeným a není jednoduché jednoznačně popsat její vlastnosti. Základovými poměry a inženýrko-geologickým průzkumem se zabývají autoři v [4].

Základové konstrukce se navrhují zpravidla jako betonové [4]. Pro účely zakládání staveb je beton ve srovnání s ostatními konstrukčními materiály nejvhodnější, přičemž lze využít jeho potřebnou tuhost a trvanlivost. Mezi další výhody betonových konstrukcí patří jejich odolnost vůči vlivům půdního prostředí a také tvarová přizpůsobitelnost.

Podle způsobu přenášení zatížení se v praxi setkáváme se dvěma typy základových konstrukcí. Prvním typem jsou základy plošné, u kterých je zatížení do základové půdy přenášeno základovou spárou, která je většinou vodorovná. Druhým typem jsou hlubinné základy, u kterých zatížení přenáší vertikální prvky. Používají se při nedostatečné únosnosti povrchových vrstev, když se únosná půda nachází ve větší hloubce.

Nejběžnějším typům plošných základových konstrukcí je věnována kapitola 2.1. Nejběžnější hlubinné základové konstrukce jsou piloty, studně a kesony. Předmětem této diplomové práce jsou základy plošné. Rozdělením a popisem základových konstrukcí se autoři zabývají v [18] a [36].

2.1 PLOŠNÉ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

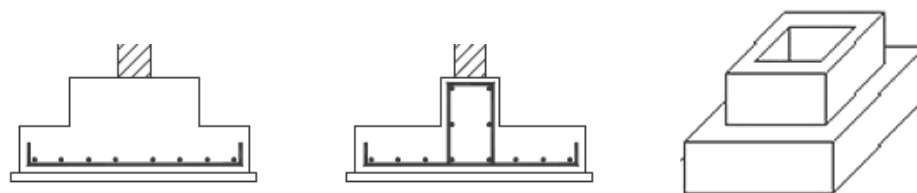
Z hlediska velikosti, způsobu založení objektu a vlastností základové půdy se ve stavební praxi setkáme s několika typy plošných základových konstrukcí. S přihlédnutím ke spolupůsobení nosné konstrukce a podloží lze navrhnout následující typy plošných základů:

- základové patky,
- základové pásy,
- základové rošty,
- základové desky.

O jednotlivých typech plošných základů je blíže pojednáváno v [4], [18] a [22].

Základové patky

Jsou nejjednodušším a ekonomicky nejméně nákladným způsobem založení objektu. Navrhují se pod sloupy a pilíře skeletových konstrukčních systémů, samostatně stojící stožáry či podpěry nadzemního vedení. Podle působení soustředěného zatížení může být půdorysný tvar patek čtvercový či kruhový, a to v případech dostředného tlaku. Pokud je namáhání soustředěného zatížení mimostředné, navrhují se patky obdélníkového půdorysného tvaru. Bližší specifikaci základových patek a jejich použití lze nalézt v [4] a [22].



Obr. 1.: Základové patky; [22]

Základové pásy

Na rozdíl od patek převažuje u pásů jeden půdorysný rozměr. Navrhují se, pokud jsou výhodnějším řešením než základové patky. To může nastat například, pokud je únosnost základové půdy nízká nebo je-li nutné zajistit stejnoměrné sedání citlivé nadzákladové konstrukce (staticky neurčité). K návrhu základových pásů také často vede úspora spotřeby

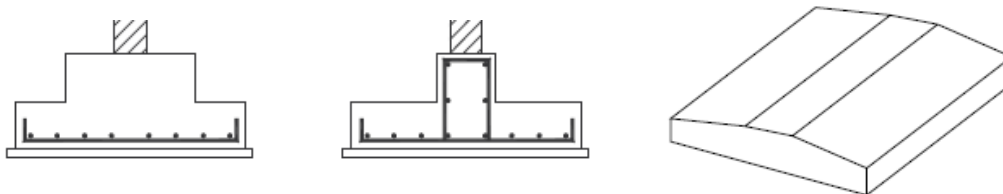
betonu a objemu bednicích prací v případech, kdy od sebe sloupy nejsou příliš vzdáleny nebo by rozměry navržených patek vycházely příliš velké. Jejich využití z hlediska zajištění vodorovné tuhosti základu je také výhodné při zakládání na poddolovaném území. Podrobněji jsou základové pásy popsány v [4] a [22]. Ze statického hlediska se rozlišují:

- Pásy pod průběžnými stěnami.

Základy jsou zatížené rovnoměrným zatížením (reakcemi od stěn). Jedná se o nejobvyklejší typ zakládání stěnových systémů občanských, průmyslových a zemědělských staveb. Vzhledem k tomu, že v podélném směru se chová základ se stěnou jako nepoddajně tuhá konstrukce, je základový pás namáhán většinou v příčném směru.

- Pásy pod sloupy.

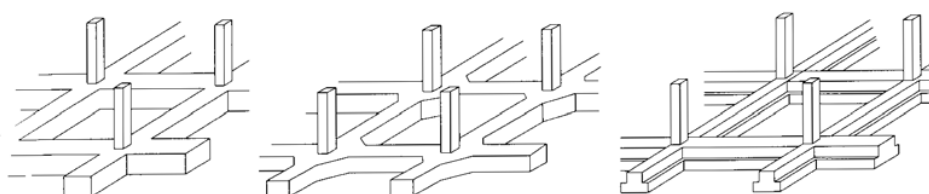
Základy jsou zatížené bodovými silami (reakcemi od sloupů). Namáhání základového pásu se projevuje především v podélném směru a při návrhu lze k takové konstrukci přistupovat obdobně jako ke spojitému nosníku zatíženému reakcemi od podloží.



Obr. 2.: Základové pásy; [22]

Základové rošty

V tomto případě základových konstrukcí se jedná o křížící se základové pásy provedené ve dvou vzájemně kolmých směrech, tedy ve směru obou hlavních os objektu. Je tak vytvořen pravoúhlý rošt, který se používá pod stěnovými či sloupovými nadzákladovými konstrukcemi. Ze statického hlediska se ve vodorovné rovině rošt chová jako vodorovný rám.



Obr. 3.: Základové rošty; [22]

Využití roštů je nejčastější při zakládání na málo únosné půdě a při výrazně stlačitelných půdách. V oblastech se zvýšeným výskytem seizmických zatížení a na poddolovaných územích lze výhodně uplatnit velkou vodorovnou tuhost roštů. Pokud je tuhost roštu dostatečně velká i ve svislém směru, dochází ke snížení rozdílů v sedání. Mají také příznivý vliv při sedání tuhé nadzákladové konstrukce. Při navrhování a provádění betonářské výztuže, je nutné věnovat pozornost rohovým i vnitřním styčnům, ve kterých musí být výztuž provázána tak, aby byla schopná přenášet vznikající vnitřní síly.

Základové desky

I když se jedná o finančně nejnákladnější druh plošných základů, mají řadu výhod. Jako souvislá základová konstrukce přenášející zatížení celého stavebního objektu se používají při zakládání náročných staveb (např. mimořádně zatížených nebo výškových staveb) na málo únosném či značně stlačitelném podloží, v seizmických oblastech nebo případech, kdy je hladina podzemní vody nad úrovní podlahy suterénu. Výhodou základových desek je účinné vodorovné ztužení na úrovni základové spáry a celoplošné snížení rozdílů v sedání nadzákladové konstrukce. Z technologického hlediska jsou základové desky výhodné díky jednoduchému bednění, zejména u desek s konstantní tloušťkou. Jejich další předností je využití souvislé tuhé desky jako celoplošné ochrany objektu proti podzemní vodě. Použitím základové desky lze při zakládání na málo únosném podloží využít snížení kontaktního napětí. Podle typu nadzákladové konstrukce a působícího zatížení se navrhuje statické působení a konstrukční uspořádání základové desky. Jednosměrně vyztužená deska je schopná přenášet zatížení pouze v jednom směru. Takové namáhání mohou vyvolat například průběžné stěny. Křížem vyztužené desky přenáší zatížení v obou na sebe vzájemně kolmých směrech. Pod sloupy a souvislými stěnami se navrhují také desky zesílené žebry v jednom nebo obou směrech. Autoři v [4] a [22] popisují další možné využití základových desek.

V diplomové práci je největší pozornost věnována právě základovým deskám, které jsou svým řešením nejobecnějším typem plošné základové konstrukce. Důležitým faktorem pro řešení deskové základové konstrukce je její tloušťka. Na únosném podloží je možné pod nosné stěny použít tenkou desku (cca 200 až 350 mm). Na půdním prostředí s menší únosností nebo u více zatížených konstrukcí se navrhují tlusté desky, jejichž tloušťka může být v rozmezí cca 400 mm až několik metrů. Z hlediska geometrie a tvaru základových desek jsou v diplomové práci zpracovávány desky pravoúhlé.

3 TECHNICKÁ TEORIE DESEK

Deskami se označují plošné konstrukce s rovinnou střednicovou plochou. Desky jsou zatížené a podepřené kolmo na svou střednicovou plochu. O technické teorii desek je podrobněji pojednáno v [6], [13], [19] a [33].

Podle tloušťky desky se určí technická teorie vhodná pro její analýzu. Podle rozměrů dělíme desky na tzv. tenké a tlusté [33]:

- tenké desky

$$\frac{h}{l} = \left\langle \frac{1}{10}, \frac{1}{50} \right\rangle \quad (1)$$

- tlusté desky

$$\frac{h}{l} = \left\langle \frac{1}{5}, \frac{1}{10} \right\rangle \quad (2)$$

kde

h tloušťka desky

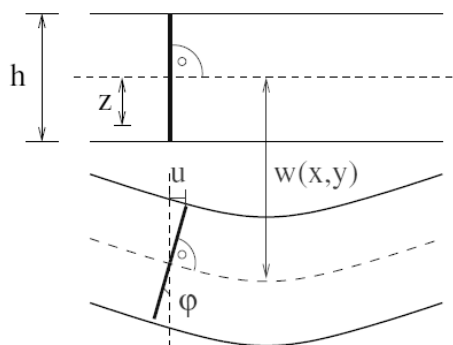
l menší z rozměrů desky

Pro tenké desky lze k jejich analýze využít Kirchhoffovu teorii a pro tlusté desky je výstižnější využití Mindlinovy teorie s vlivem smyku.

3.1 KIRCHHOFFOVA TEORIE TENKÝCH DESEK

V Kirchhoffově teorii se uvažuje deska bez vlivu smyku. Základními předpoklady Kirchhoffovy teorie jsou:

- body vytvářející normálu střednicové roviny leží na přímce i po deformaci,
- normály střednicové roviny zůstávají i po deformaci přímé a kolmé k této rovině,
- body ve střednicové rovině se pohybují jen ve svislém směru w (ve směru kolmém k nezdeformované střednicové ploše),
- pro řešení je potřebná jedna desková rovnice obsahující neznámý průhyb w .

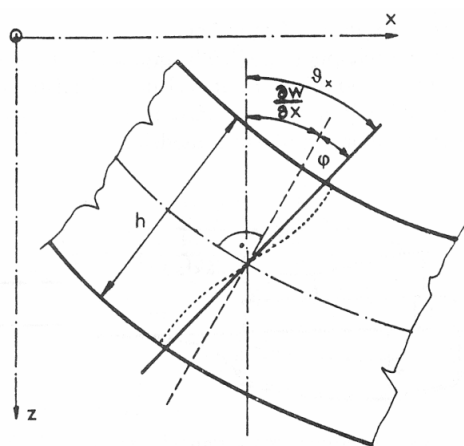


Obr. 4.: Tenká deska – předpoklad o normálách [6]

3.2 MINDLINOVA TEORIE TLUSTÝCH DESEK

V Mindlinově teorii se uvažuje deska s vlivem smyku a základními předpoklady teorie jsou:

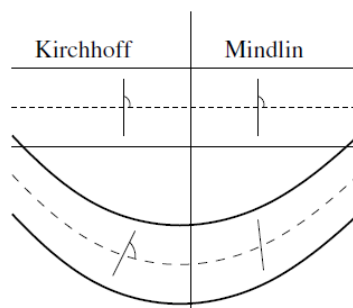
- body vytvářející normálu střednicové roviny leží na přímce i po deformaci,
- normály střednicové plochy zůstanou i po deformaci stále přímé, nemusí však již obecně být kolmé k této ploše,
- neznámý je průhyb a navíc dvě pootočení,
- pro řešení jsou potřebné tři deskové rovnice obsahující neznámý průhyb w a pootočení $\vartheta_x(x,y)$, $\vartheta_y(x,y)$.



Obr. 5.: Tlustá deska – předpoklad o normálách [59]

3.3 ZÁKLADNÍ ROZDÍL V TEORIÍCH DESEK

Mezi oběma teoriemi je základní rozdíl v úhlu, který po deformaci svírá normála se střednicovou plochou. Srovnání teorií je patrné na Obr. 6.

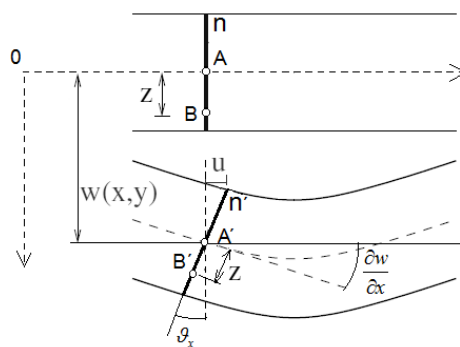


Obr. 6.: Rozdíl mezi Kirchhoffovou a Mindlinovou teorií [6]

Ve stavební praxi se vyskytují tlusté desky jako základové konstrukce. Proto bude v diplomové práci využita Mindlinova teorie.

3.4 GEOMETRICKÉ ROVNICE

Na Obr. 7 je naznačeno pootočení normály po deformaci. V obrázku jsou znázorněny deformační veličiny potřebné k odvození geometrických rovnic.



Obr. 7.: Pootočení normály po deformaci

Na základě teorie pružnosti lze odvodit vztahy pro výpočet poměrného přetvoření a zkosení (3) až (7).

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial \vartheta_x}{\partial x} \quad (3)$$

$$e_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial g_y}{\partial y} \quad (4)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -z \left(\frac{\partial g_x}{\partial y} + \frac{\partial g_y}{\partial x} \right) \quad (5)$$

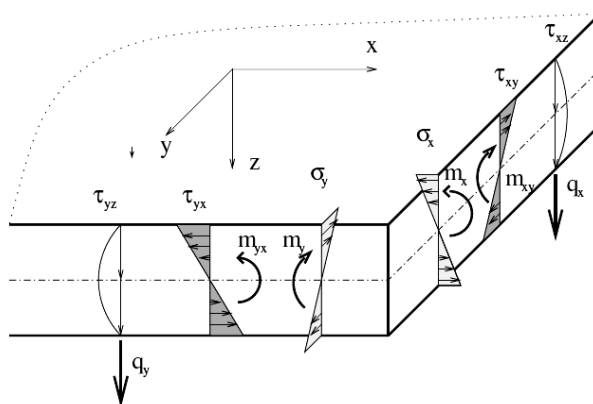
Pro tlustou, tzv. Mindlinovu desku platí

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \left(\frac{\partial w}{\partial x} - g_x \right) \quad (6)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - g_y \right) \quad (7)$$

3.5 FYZIKÁLNÍ ROVNICE

Na základě teorie pružnosti lze pro desky odvodit vztahy mezi napětím a poměrnými deformacemi. Na Obr. 8 jsou vykresleny jednotlivé složky napětí na desce a jejich konvence.



Obr. 8.: Složky napětí a měrných vnitřních sil na desce [6]

Normálová napětí v ose x a y :

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y) \quad (8)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_y + \nu \varepsilon_x) \quad (9)$$

Smykové napětí v rovině xy :

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} \quad (10)$$

3.6 MĚRNÉ VNITŘNÍ SÍLY

Na deskách jsou definovány vnitřní síly (posouvající síly a momenty) na jednotku šířky řezu desky tzv. měrné vnitřní síly, jejichž konvence je patrná na Obr. 8. Odvození vnitřních sil na desce je popsáno také v [6], [13] a [19].

Měrné ohybové momenty:

$$m_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x z dz = -D \left(\frac{\partial g_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial g_y}{\partial y} \right) \quad (11)$$

$$m_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y z dz = -D \left(\frac{\partial g_y}{\partial y} + \nu \frac{\partial g_x}{\partial x} \right) \quad (12)$$

Měrný krouticí moment:

$$m_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} z dz = -D \frac{(1-\nu)}{2} \left(\frac{\partial g_x}{\partial y} + \frac{\partial g_y}{\partial x} \right) \quad (13)$$

kde D je desková tuhost v ohybu:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (14)$$

Měrné posouvající síly:

$$q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} dz = S \cdot \left(\frac{\partial w}{\partial x} - g_x \right) \quad (15)$$

$$q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} dz = S \cdot \left(\frac{\partial w}{\partial y} - g_y \right) \quad (16)$$

kde S je desková tuhost ve smyku podrobněji odvozená v [13].

Pro tenkou, tzv. Kirchhoffovu desku platí

$$g_x = \frac{\partial w}{\partial x} \quad \text{a} \quad g_y = \frac{\partial w}{\partial y} \quad (17)$$

z čehož po dosazení do (6) a (7) vyplývá, že

$$\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \quad (18)$$

Měrné vnitřní síly tenké desky

Měrné ohybové momenty :

$$m_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x z dz = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (19)$$

$$m_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y z dz = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (20)$$

Měrný krouticí moment:

$$m_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} z dz = -D(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) = m_{yx} \quad (21)$$

Měrné posouvající síly:

$$q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} dz = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right) \quad (22)$$

$$q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} dz = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right) \quad (23)$$

3.7 ZÁKLADNÍ ROVNICE DESKY

Dosazením vztahů pro vnitřní síly desky do podmínek rovnováhy lze pro **tlustou desku** s vlivem smyku získat tři základní rovnice s neznámými $\mathcal{G}_x(x, y)$, $\mathcal{G}_y(x, y)$, w .

$$1) \quad (1-\nu) \cdot \Delta \mathcal{G}_x + (1+\nu) \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{2S}{D} \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \mathcal{G}_x \right) = 0 \quad (24)$$

$$2) \quad (1-\nu) \cdot \Delta \mathcal{G}_y + (1+\nu) \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial y} + \frac{2S}{D} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \mathcal{G}_y \right) = 0 \quad (25)$$

$$3) \quad \Delta w - \Phi = -\frac{p_z}{S} \quad (26)$$

kde

$$\Phi \quad \text{je funkce:} \quad \Phi = \frac{\partial \mathcal{G}_x}{\partial x} + \frac{\partial \mathcal{G}_y}{\partial y} \quad (27)$$

$$\Delta \quad \text{je Laplaceův operátor:} \quad \Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad (28)$$

Základní rovnici pravoúhlé **tenké desky** (29) lze získat dosazením vztahů pro q_x a q_y (22, 23) do podmínky rovnováhy a následnými matematickými úpravami naznačenými v [13]. Jedná se o lineární, nehomogenní, parciální diferenciální rovnici 4. řádu.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad (29)$$

$$\text{respektive } \Delta \Delta w = \frac{p}{D} \quad (30)$$

4 INTERAKCE ZÁKLADŮ S PODLOŽÍM

Základová konstrukce přichází do kontaktu s půdou, která je materiálem přirozeným a není jednoduché jednoznačně popsat její vlastnosti, protože ve srovnání s jinými materiály je zemina méně stejnorodá. Vazba mezi základovou konstrukcí a podložím je jednostranná, nemůže zde vznikat tahové napětí. Předmětem řešení je závislost přetvoření a napětí v základové spáře. Teoretické interakční modely se stále zdokonalují. Nadzákladová konstrukce přitěžuje základy a společně namáhají svými účinky podloží. Půda pod základovou konstrukcí se vlivem zmíněných účinků přetváří, což může mít za následek nepříznivý vliv na nadzákladovou konstrukci. Při návrhu základů je žádoucí, aby popsaná zpětná vazba bylo co možná nejmenší. Zpětná vazba, která vyjadřuje spolupůsobení základů a půdy, může mít vliv na napjatost nadzákladové konstrukce i na její deformace. Zpětná vazba je podrobněji popsána v [18]. Správné vystižení a popis interakce základových konstrukcí s podložím je možné řešit například využitím zjednodušených fyzikálně-matematických modelů podloží, které popisují chování podloží při jeho zatěžování. Další možností je experimentální měření základových konstrukcí a vlastností půdy. Diplomová práce je zaměřena na oba jmenované přístupy a jejich vzájemné srovnání.

4.1 MODEL Y PODLOŽÍ

Při navrhování a posuzování základů je důležité správně zohlednit spolupůsobení základových konstrukcí s podložím. Podloží lze modelovat několika způsoby, prostřednictvím matematicko-fyzikálních modelů podloží, které vznikly na základě zjednodušujících předpokladů vlastností podloží. Jedním z předpokladů jsou pružné vlastnosti materiálů, což u zeminy většinou není splněno a výsledky tak mohou být nepřesné. Pro výpočet lze použít buď zjednodušenou interakční soustavu podloží – základ nebo širší interakční soustavu podloží – základ – nadzákladová konstrukce. Výstižnost výpočetního modelu je závislá na náročnosti a velikosti objektu. V současnosti neexistuje obecně platný model podloží, a proto se i výsledky řešení mohou lišit v závislosti na volbě modelu podloží. Jednotlivé modely podloží a jejich náležitosti jsou podrobněji popsány v [4], [6], [13], [19] a [35].

4.1.1 Kontaktní modely podloží

Podloží je modelováno tak, že jeho vlastnosti jsou koncentrovány do kontaktní spáry mezi konstrukcí a podložím. Mohou být jednoparametrické a dvojparametrické. V diplomové práci je věnována pozornost jednoparametrickému Winklerově modelu a dvojparametrickému Pasternakově modelu.

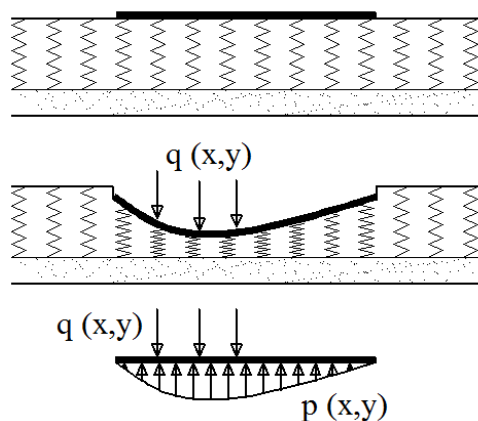
4.1.1.1 Winklerův model pružného podkladu

Model byl navržen německým stavebním inženýrem Emilem Winklerem (*1835 – †1888) v souvislosti s problematikou dimenzování železničních pražců a hledáním vystižného popisu chování konstrukcí.

Základní předpoklady použití Winklerova modelu podloží:

- v každém bodě kontaktní plochy je reakce podloží (resp. síla, kterou působí základové podloží na základovou konstrukci) stejně velká jako síla, kterou působí základová konstrukce na podloží, ale směr jejího působení je opačný;
- v každém bodě kontaktní plochy jsou deformace základové konstrukce stejné jako deformace podloží (není brán v potaz pokluz mezi základem a podložím).

Při využití Winklerova modelu je zatěžovaná základová konstrukce zatlačována do podloží. Takové chování v kontaktní spáře lze znázornit jako soustavu samostatně působících pružin, které se vzájemně neovlivňují (Obr. 9). Tuhost myšlených pružin se získá přenásobením modulu stlačitelnosti C plochou, která pružině přísluší.



Obr. 9.: Winklerův model pružného podkladu

Závislost mezi reakcí podloží $p(x, y)$ a svislým přemístěním (zatlačením) podloží $w(x, y)$ je lineární (31). Winklerův model lze také zapsat jako přímou úměru mezi svislým kontaktním napětím σ_z a zatlačením základu $w(x, y)$ (32).

$$p(x, y) = Cw(x, y) \quad (31)$$

$$\sigma_z = C_z w \quad (32)$$

kde

$p(x, y)$ reakce podloží

σ_z velikost kontaktního napětí v kontaktní spáře

C modul stlačitelnosti pružného podkladu
(původně označován jako tzv. součinitel ložnosti k)

w deformace základu, resp. deformace podloží

Ve srovnání s ostatními modely podloží je Winklerův model používán v praxi nejčastěji pro svou relativní jednoduchost a dobrou výstižnost, zejména na nesoudržném a hlinitém podloží. Jeho využití není příliš vhodné pro soudržná podloží, protože model nerespektuje smykovou soudržnost materiálu. Myšlené pružiny se mimo kontaktní plochu nedeformují. Nevýhodou modelu je tedy nespojitost přetvoření, která i v bezprostřední blízkosti základu simuluje sedání jako nulové, což neodpovídá realitě. Důsledkem toho nelze vyšetřit deformace a napjatost mimo zatěžovanou oblast ani vzájemný vliv vedle sebe blízko stojících objektů. Další nevýhodou je určení hodnoty modulu stlačitelnosti C , která není konstantní a nelze ji přesně určit. Hodnoty modulu stlačitelnosti jsou závislé na tvaru a velikosti zatěžované plochy a lze je získat experimentálně z polních zkoušek (například při zatěžování základové desky). Při zatlačování zkušebního tělesa do podloží dochází k deformacím podloží i mimo zatěžovanou plochu a vzniká poklesová kotlina, což Winklerův model nezohledňuje a hodnota C získaná polní zkouškou nemusí odpovídat. Orientační hodnoty součinitele stlačitelnosti C [kN/m³] jsou uvedeny v Tab. 1.

Tab. 1: Orientační hodnoty součinitele stlačitelnosti C

Jednotlivé druhy podloží		Orientační hodnoty C [kN/m ³]
Písky	kyprý neuležený násyp	4 000
	přírozené, trochu uležené	4 000 – 12 500
Písky a štěrky	mírně uležené	12 500 – 30 000
	středně uležené	30 000 – 75 000
	silně a velmi silně uležené	75 000 – 150 000
Hlinité půdy	promočené	20 000 – 30 000
	vlhké	40 000 – 50 000
	suché	60 000 – 80 000
	velmi suché	100 000

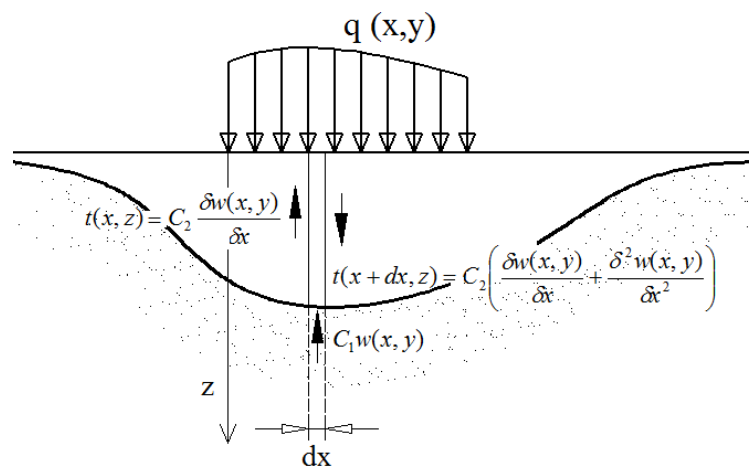
4.1.1.2 Dvojparametrický Pasternakův model podloží

Některé nedostatky Winklerova modelu jsou odstraněny dvojparametrickým modelem podloží, který v roce 1954 navrhl P. L. Pasternak. Na rozdíl od Winklerova modelu je uvažováno i s vlivem smykových sil $t(x, z)$ a $t(y, z)$ [N/m], které vznikají na stěnách jednotlivých částic zeminy v souvislosti se soudržností zeminy. V důsledku zohlednění smykových sil se podloží deformuje i za hranicí zatěžované plochy. V okolí konstrukce tedy vzniká poklesová kotlina (Obr. 10). Smykové síly, které vykonávají deformační práci na stěnách částic zeminy, je možné určit v homogenním podloží ze vztahů (33) a (34):

$$t(x, z) = C_2 \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \quad (33)$$

$$t(y, z) = C_2 \frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \quad (34)$$

kde je C_2 součinitel přenášení smykových sil



Obr. 10.: Dvojparametrický Pasternakův model podloží

Tlakovou sílu vznikající při uvažování jednostranné vazby lze určit ze vztahu:

$$q(x, y) = C_1 w(x, y) \quad (35)$$

kde

C_1 součinitel stlačitelnosti podkladu, představuje Winklerovu konstantu

Z podmínky rovnováhy svislých sil na zatížené oblasti plošným zatížením $q(x, y)$ byla odvozena diferenciální rovnice rovnováhy [19]:

$$q(x, y) = C_1 w(x, y) - C_2 \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right) \quad (36)$$

Pro nezatíženou oblast je $q(x, y) = 0$ a tvar rovnice je:

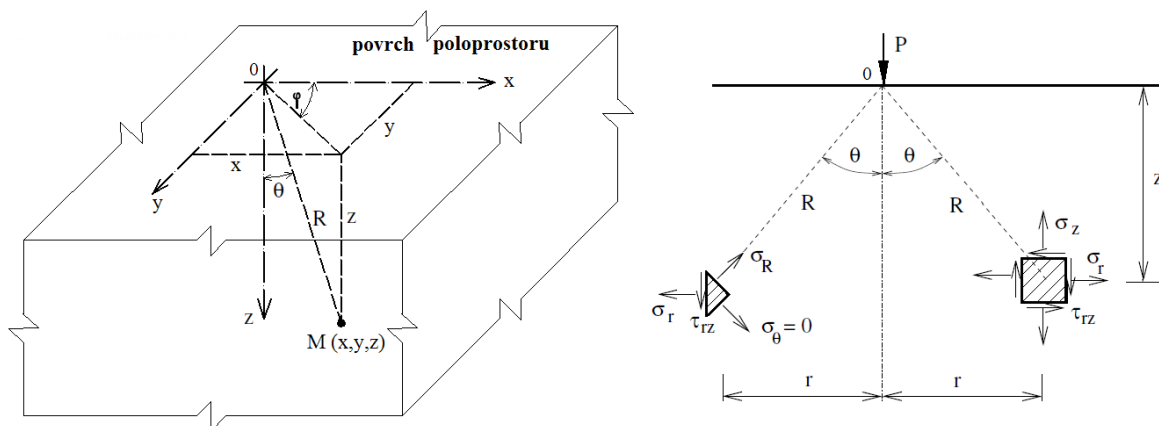
$$C_1 w(x, y) - C_2 \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (37)$$

4.1.2 Pružný poloprostor

Podloží je tvořené pružným nekonečně velkým tělesem ohraničeným shora rovinou. Nejjednodušší idealizací poloprostoru je pružné, homogenní a izotropní těleso tvořené látkou, pro kterou platí Hookův zákon a je závislá na dvou materiálových parametrech. Těmi jsou modul pružnosti a Poissonův součinitel. Podle předpokladů pružného poloprostoru, deformace nenaruší spojitost poloprostoru, a platí zákon superpozice. Na takto definovaném poloprostoru lze pro jednoduché typy zatížení odvodit analytické vztahy výpočtu deformace a napětí.

Zatížení poloprostoru osamělou silou:

Zatížení poloprostoru osamělou silou, která působí kolmo na povrch poloprostoru, první vyřešil J. V. Boussinesq (*1842 – †1924). Pro tuto úlohu a sestavení vztahů je výhodnější zavedení válcového souřadnicového systému (r, φ, z) .



Obr. 11.: Pružný poloprostor a jeho zatížení osamělou silou

Podle Obr. 11 lze odvodit následující vztahy, které jsou také publikovány v [6]:

$$\cos(\theta) = \frac{z}{R} \quad (38)$$

$$\sin(\theta) = \frac{r}{R} \quad (39)$$

$$r^2 = x^2 + y^2 \quad (40)$$

$$R^2 = r^2 + z^2 \quad (41)$$

$$R^2 = x^2 + y^2 + z^2 \quad (42)$$

Pro jednotlivá napětí Boussinesq odvodil následující vztahy:

$$\sigma_z = -\frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (43)$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2\pi} \left[\frac{1-2\nu}{R(R+z)} - \frac{3zr^2}{R^5} \right] \quad (44)$$

$$\sigma_\phi = -\frac{P}{2\pi} (1-2\nu) \left[\frac{z}{R^3} - \frac{1}{R(R+z)} \right] \quad (45)$$

$$\tau_{rz} = -\frac{3P}{2\pi} \frac{z^2 r}{R^5} \quad (46)$$

Vodorovný posun u a svislý posun w je popsán rovnicemi:

$$u = \frac{P}{2\pi E} (1+\nu) \left[\frac{zr}{R^3} - (1-2\nu) \frac{r}{R(R+z)} \right] \quad (47)$$

$$w = \frac{P}{2\pi E} (1+\nu) \left[\frac{2(1-\nu)}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right] \quad (48)$$

Zatížení poloprostoru rovnoměrným zatížením působícím na obdélníkové ploše:

Při řešení kontaktních úloh základových konstrukcí s pružným poloprostorem působí rovnoměrné zatížení na obdélníkové ploše. Pro bod ležící v libovolné hloubce pod vrcholem obdélníkové zatěžovací plochy byly integrací odvozeny vztahy pro výpočet složky napětí σ_z několika autory v letech 1934 až 1939. Vztah pro výpočet svislé složky zveřejnil v roce 1934 Steinbrenner a V. G. Korotkin v roce 1938. Výpočet navržený Steinbrennerem je podrobněji popsán v kapitole 6.1.1 a o způsobu výpočtu navrženého Korotkinem je pojednáno v kapitole 7.1.

4.1.3 Další interakční modely a metody řešení interakce základových konstrukcí s podložím

Interakčním modelům se věnuje i několik českých autorů. Mezi nejznámější patří povrchový víceparametrický model podloží V. Koláře a I. Němce. Dalšími autory, kteří značně rozpracovali teorii vrstevnatého poloprostoru a řešení kontaktních úloh mezi základem a podložím, jsou A. Hanuška a B. Novotný.

Pro řešení interakčních úloh mezi základovou konstrukcí a podložím lze při modelování zemního masivu využít metodu konečných prvků (MKP) s použitím prostorových konečných prvků. Problémy ovšem jsou například ve stanovení velikosti a tvaru modelu podloží, velikosti konečnoprvkové sítě nebo volbě okrajových podmínek. Zmíněné problémy mohou také komplikovat a prodlužovat statický výpočet, zvyšovat objem dat a klást větší nároky na výpočetní techniku.

4.2 PROMĚNLIVOST A NEJISTOTY GEOTECHNICKÉHO VÝSTUPU

Složitost statického řešení základových konstrukcí spočívá hned v několika aspektech, které jsou při výpočtech rozhodující, mezi které patří volba výpočtového modelu, vliv fyzikálně-nelineárního chování konstrukce, a také spolupůsobení horní stavby se základovou konstrukcí. Vliv fyzikálně-nelineárního chování konstrukce se projeví

celkovým snížením tuhosti železobetonové konstrukce. Toto nepružné chování betonu je způsobené zejména vznikem trhlin tažených vláken betonového průřezu. Rozdělení kontaktního napětí v základové spáře je ovlivněno spolupůsobením základu a podloží. Jednoznačnému řešení takové úlohy brání zatím nedostatečný teoretický základ zkoumané problematiky a neexistující vhodný softwarový nástroj. Podmínky řešení úloh interakce základu a podloží jsou ztíženy také menší přesností vstupních údajů spojených s popisem vlastností a chováním základové půdy, která je složená z různorodých částic. Nejistoty popisu chování půdního podloží jsou spojeny také se složitostí podrobně popsat geologický profil a zaručit jej v celé podzákladové oblasti. O této problematice je podrobněji pojednáno v [50].

5 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ SEDÁNÍ

Řešením úloh interakce základových konstrukcí s podložím se zabývá mnoho autorů již řadu let. Za tuto dobu vzniklo několik výpočetních postupů, teoretických i numerických modelů, které se zdokonalují tak, aby se získané výsledky blížily skutečným hodnotám sedání základů. Za tímto účelem se dodnes provádí výzkumy a experimentální měření zaměřená na sedání základové půdy pod stavbami, deformace základových desek a závislost napětí v těchto deskách na charakteristikách podloží. Poznatky z experimentálních měření, která jsou prováděná u nás i ve světě, slouží ke zpřesnění metod výpočtů sedání. V důsledku nesouladu vypočtených a skutečných sedání základů byl v roce 1970 v tehdejším Československu zadán státní vědeckovýzkumný úkol C-52-347-018. Tento úkol s názvem „Srovnání skutečných deformací základové půdy s předpoklady průzkumu“ trval osm let a řešila ho Stavební geologie, n.p. Průběh, výsledky a závěry z tohoto výzkumu byly publikovány řadou autorů v [23], [24], [25], [27], [45] a [48]. Do řešení úkolu se zapojil tým pracovníků z devíti pracovišť základního i aplikovaného výzkumu a vysokých škol. Během řešení tohoto úkolu se měřilo sedání 32 staveb a prováděly se také velké zatěžovací zkoušky desek na různém podloží.

5.1 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

Zatěžovací zkoušky byly realizovány pro kruhovou desku průměru 138 cm. Průběh stlačení do hloubky byl měřen s využitím až 119 hloubkových značek. Polní zkoušky probíhaly na základových půdách in situ a trvaly několik týdnů až měsíců. Bylo vykonáno celkem devět velkých zatěžovacích zkoušek, z nichž sedm bylo provedeno na povrchu půdy. Ve dvou případech byla půda zatěžována v hloubce rovné průměru desky. Zkoušky byly realizovány ve čtyřech lokalitách a na takových typech podloží, aby byla zahrnuta široká škála stlačitelnosti zemin. Jedna ze zkoušek probíhala v Nučicích u Prahy na sprašové hlíně, další dvě zkoušky na povodňovém náplavu na Trojském ostrově, kde bylo podloží složeno z jemného prachovitého písku. Čtyři zkoušky byly realizovány v Chabrech u Prahy na ulehlém písku a spraši. Zbývající dvě zkoušky se odehrávaly v Králově Dvoře na navětralé a zvětralé jílovité břidlici.

Z výsledků polních zkoušek byly vytvořeny tzv. hloubkové distribuční křivky sednutí tj. křivky závislosti svislého posunu na hloubce pod základovou spárou. Z distribučních křivek sedání uvedených v [45] bylo možné vydedukovat, že zeminy se pod základem stlačují do menší hloubky, než vyplývá z teorie pružného poloprostoru. Tento rozdíl je největší při malých zatížení. Nejvýrazněji se rozdíl projevil na sprašové hlíně v Nučicích a na spraši v Dolních Chabrech.

U všech ostatních zkoušek prokazovaly hloubkové distribuční křivky [45] lepší shodu s teorií, z čehož vyplývá, že ulehlý hlinitý písek a jílovitá břidlice se svým deformačním chováním přibližují ideální lineárně pružné hmotě mnohem více než spraše. Druhým důležitým poznatkem, který byl potvrzen všemi devíti zkouškami, je že aktivní hloubka zeminy se zvětšuje s růstem zatížení základu. Tyto závěry korespondují se závěry publikovanými F. Tugajenkem a P. A. Konovalovem. Z naměřených průběhů svislých deformací byla odvozena hloubka aktivní zóny. Provedené zkoušky prokázaly, že se hloubka aktivní zóny neřídí stlačitelností, a bylo tak vyvráceno tvrzení P. A. Konovalova, podle kterého hloubka aktivní zóny závisí přímo na stlačitelnosti zeminy, tzn. že roste s poklesem modulu přetvoření. To bylo potvrzeno také výsledky ukrajinského výzkumu vedeného profesorem V. N. Golubkovem z Vysoké školy inženýrského stavitelství v Oděse, který se také zabýval stanovením aktivní zóny v zeminách.

5.2 SLEDOVÁNÍ SEDÁNÍ V ČESKÉ REPUBLICE

Ačkoli měření sedání základové půdy do hloubky a stanovení hloubky aktivní zóny v praxi není často dostupné, podařilo se pro účely řešení zadaného úkolu shromáždit 32 dobře dokumentovaných případů, kde bylo sedání sledováno. Z nich bylo 22 obilních sil a 10 obytných a průmyslových staveb. V celkovém počtu sledovaných staveb převažují obilní sila, protože bylo možné uvádět změřená sednutí do časové souvislosti se zatěžováním jejich základů. Zatěžování je v těchto případech reprezentováno plněním sil obilím. Mezi dokumentovanými stavbami byla obilní sila v Boru u Tachova, v Dobrovicích u Mladé Boleslavi, 150 m vysoký komín teplárny v Praze – Třeboradicích, jedenáctipodlažní obytný dům v Polsku, výšková budova ve Frankfurtu n. M., čtyřpodlažní obytný dům v Praze – Suchdole a 50 m vysoká zemní hráz vodního díla Nechanice na Ohři. Základová půda byla ve všech případech poměrně homogenní a geologické vrstvy v podloží byly přechodné. Výsledky měření sedání konkrétních staveb byly využity pro porovnání s hodnotami sedání vypočtenými dle ČSN 73 1001 [54], jejíž platnost byla ukončena 1. 10. 1988. U některých konkrétních staveb byla vypočítána poměrně odlišná hodnota opravného součinitele m , než ta, která by měla být použita podle ČSN 73 1001 [54]. Nejistota ve volbě konkrétní hodnoty opravného součinitele se také zvyšovala se závislostí na druhu zeminy a stupně nekonsolidovanosti, který se v praxi obtížně zjišťuje.

To ovšem nebyl případ sledování konkrétních staveb v oblasti jihočeských sedimentárních pánví, která tvořila zvláštní kategorii. Z porovnání naměřených a vypočtených hodnot sedání vyplynulo doporučení pro úpravu výpočtu sednutí podle normy [54]. Porovnání se týkalo obilních sil v Boršově, Radošovicích a Třeboni. Čtvrtou sledovanou stavbou stojící v jihočeské pánvi byl věžový obytný dům v Českých Budějovicích.

Při výpočtech se postupovalo tak, že z porovnání vypočteného a naměřeného sednutí byl vypočítán opravný součinitel přetížení m tak, aby bylo dosaženo shody vypočteného a změřeného sedání u jednotlivých sledovaných staveb (Tab. 2).

Tab. 2: Hodnota vhodného opravného součinitele m v závislosti na změřeném sednutí

Sledovaná stavba	Stanovené sednutí účinkem přetížení od	Průměrné sednutí		Hodnota vhodného opravného součinitele m
		naměřené [mm]	vypočítané [mm]	
Obilní silo v Boršově 21 000 tun	uskladněného obilí	15,5	32,0	0,24
Obilní silo v Radošovicích 21 000 tun	stavby a uskladněného obilí	38,0	62,0	0,30
Obilní silo v Třeboni 9 000 tun	uskladněného obilí	23,0	37,0	0,30
Obytný věžový dům v Č. Budějovicích	stavby	31,0	49,7	0,21

I pro konkrétní stavby byly vytvořeny hloubkové distribuční křivky sedání, z nichž je možné odměřit hloubku aktivní zóny. Výsledkem této části výzkumu bylo zjištění, že aktivní zóna roste se zatížením. Tento závěr potvrzuje také práce J. Altese z roku 1976 s názvem „Die Grenztiefe bei Setzungberechnungen“, který ale na rozdíl od československých výzkumů tvrdí, že aktivní zóna roste i se stlačitelností zemin. V Tab. 3 jsou porovnány změřené hloubky aktivní zóny s výsledky naměřenými F. Tugajenkem a P. A. Konovalovem.

Tab. 3: Hodnoty hloubky deformační zóny získané během experimentů a jejich srovnání

Změřené hloubky aktivní zóny (Pozn.: Jsou vyjádřeny bezrozměrně jako podíl šířky základu)

Průměrné zatížení v základové spáře q [MPa]	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3	0,5
1. Skutečné stavby						
Sílo Bor u Tachova					1,1	
Sílo Dobrovice	2,0 až 2,5		2,5 až 3,0			
Komín Třeboradice	0,3			0,7		
Obytný dům, Polsko	0,9	0,9	0,9			
Výšková budova Frankfurt					1,0	
Obytný dům, Suchdol			0,9	1,4	1,9	
Hráz Nechanice					2,0	2,0
Syntéza J. Altese						
základové pásy	0,3 až 0,7	0,5 až 1,0	0,6 až 1,3	0,7 až 1,5	0,8 až 1,8	1,0 až 2,3
čtverec, kruh	0,2 až 0,6	0,3 až 0,9	0,5 až 1,1	0,6 až 1,2	0,7 až 1,5	0,8 až 1,5
2. Zkušební základy						
Oděsa, vlhká spraš		0,4				
Oděsa, mokrá spraš		1,05				
Zkoušky P. A. Kovalova						
kruhová deska $F=5000\text{cm}^2$	0,3 až 0,4	0,5 až 0,7	0,6 až 0,9	0,9 až 1,2	1,3 až 1,8	
Zkoušky J. F. Tugajenka						
Zkoušky Stav.geologie						
spraš.hlína, spraš	0,4 až 0,6	0,5 až 0,7	0,5 až 0,8	0,6 až 0,9	0,6 až 1,0	
písky, zvětralé břidlice		0,8 až 1,0	0,9 až 1,1	1,0 až 1,2	1,1 až 1,3	1,3 až 1,5
3. Celkový rozsah	0,3 až 0,9	0,3 až 1,4	0,5 až 1,4	0,6 až 1,5	0,6 až 1,8	0,8 až 2,3

To, že hloubka aktivní zóny u stejné zeminy roste s jejím zatížením, lze vysvětlit v souvislosti se strukturní pevností. Strukturní pevnost je odpor zeminy proti objemovému i tvarovému přetváření vyvolanému změnou napjatosti zeminy a má svůj původ v cementačních vazbách mezi zrny při jejich vzájemném tření. Je-li překročena strukturní pevnost, dojde k vzájemnému přesouvání zrn a zemina se začne stlačovat. Čím menší podíl z celkového zatížení představuje strukturní pevnost, tím se skutečné deformační chování zeminy přibližuje teoretickému. Také platí, že čím je vyšší strukturní pevnost, tím je menší hloubka aktivní zóny.

5.3 SLEDOVÁNÍ SEDÁNÍ V ZAHRANIČÍ

Pracovníci z univerzity v Oděse prováděli zatěžovací zkoušky vrstevnatého podloží čtvercovými základy různých rozměrů, při kterých se měřilo sedání daných základů a klesání vodorovných úrovní podloží. Celkem bylo provedeno devět zatěžovacích zkoušek, z čehož se odehrály čtyři v laboratoři a pět v terénu. Zatěžovací zkoušky probíhaly na sprašových hlínách různých stlačitelností. Závěrem této studie bylo, že hloubka, do níž se podloží stlačovalo, je výrazně menší než hloubka vypočtená rovnicemi teorie pružného poloprostoru.

Prof. P. A. Konovalov z Moskvy se zabýval zatěžovacími zkouškami kruhových základů. V jeho práci bylo také pozorováno sedání obdélníkového základu konkrétní stavby. V letech 1950 až 1957 byly v laboratořích VODGEO v Moskvě provedeny pokusy s modely tuhých základů založených na písku. O těchto pokusech a jejich výsledcích byly publikovány články [29] a [30], které vychází z originálů v časopisu Osnovaniye, Fundamenty, Mechanika gruntov. Výsledky laboratorního pozorování byly ověřeny na konkrétních stavbách v Moskvě. Měřila se zde napětí v základové spáře pod kruhovým základem komínu, čtvercovým základem zatíženým sloupem skeletu obytného domu a základovou deskou výškové stavby hotelu Ukrajina. Výsledným zjištěním bylo, že průběh napětí není parabolický, jak bylo v té době uváděno, ale že je napětí pod tuhým základem rozděleno sedlovitě.

5.4 ZÁVĚRY EXPERIMENTÁLNÍHO MĚŘENÍ SEDÁNÍ

Československým vědeckovýzkumným úkolem bylo zjištěno, že skutečné sedání základů je menší než sedání vypočtené obvyklými metodami. Byl tak potvrzen poznatek vysledován

v praxi, že půda pod základy se stlačuje do menší hloubky, než je stanoveno dle teorie. Příčinnou je to, že se zeminy začnou stlačovat, až jejich svislé zatížení přestoupí tlak na mezi jejich strukturní pevnosti.

Série článků [23], [24], [25], [27], [45] a [48], ve kterých jsou popsány výsledky a závěry provedeného výzkumu byla publikována v době, kdy doporučovala norma ČSN 73 1001 [54] počítat základové půdy do hloubky 2B, což ale nevystihovalo dobře skutečnost. Ve srovnání s tehdejší československou normou [54] lépe vystihovala skutečnost norma sovětská a polská. Sovětská norma SNIP II-15-74 doporučovala počítat hloubku aktivní zóny, tak že ji omezuje úrovní, v níž je přetížení půdy pod základem rovno 0,2 násobku původního geostatického svislého napětí. V polské normě bylo toto omezení stanoveno jako 0,3 násobek. Z těchto zkoušek vzešla i další důležitá poznání, jako např. závislost kvality výsledků zkoušek na odběru vzorků.

Syntézou teorie a experimentů byla vytvořena nová metodika výpočtů sedání. Poznatky získané během řešení zadaného úkolu sloužily k výraznému zpřesnění metod výpočtů. Nově navržené postupy a opatření byla ověřena výpočty sedání staveb, u kterých byla sedání měřena.

Společným závěrem československých a zahraničních prací bylo konstatování, že hloubka aktivní zóny je menší, než hloubka, do níž se stlačuje podloží podle teorie pružného poloprostoru. Z prací také vyplývá, že ve skutečnosti je hloubka aktivní zóny konečná, zatímco podle zákonů pružného poloprostoru by byla nekonečná.

6 APLIKACE NOREM PŘI NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

Základové konstrukce je nutno posoudit podle mezních stavů základové půdy, tzn. napětí v základové spáře a sedání základů (naklonění, posunutí atd.) a dále se pomocí mezních stavů posuzuje i navržená základová konstrukce.

6.1 ZÁKLADOVÁ PŮDA

6.1.1 ČSN 73 1001

Vztahy mezi základovou půdou a zatížením:

Účinky zatížení v podloží staveb se stanovují na základě metody mezních stavů a podle geotechnických kategorií. Napětí od vlastní tíhy zeminy σ_{or} je dáno tíhou zeminy v uvažované hloubce. Svislá složka napětí σ_z od zatížení stavbou se stanoví na základě teorie pružného poloprostoru. Příloha č. 11 normy ČSN 73 1001 [53] obsahuje devět modelů zatížení působícího na pružný poloprostor.

Mezní stavy základové půdy:

U základové půdy rozlišujeme dva základní mezní stavy. Mezní stav únosnosti neboli 1. mezní stav a mezní stav použitelnosti neboli 2. mezní stav, který má převažující význam, protože přetvoření základové půdy má zásadní vliv na chování základové i nadzákladové konstrukce.

1. skupina mezních stavů – mezní stav únosnosti:

Posuzuje se spolehlivost půdy proti zaboření základu, usmyknutí v základové spáře, překlopení či nadzvednutí základů vlivem vztlačky. Jedná se tedy o vyšetřování mezního stavu ztráty stability, ke kterému dochází při narušení rovnováhy podél smykových ploch v půdě, nebo na kontaktu konstrukce a základové půdy. Únosnost základové půdy je závislá na fyzikálních i mechanických vlastnostech zeminy, na její homogenitě a izotropii. Únosnost základové půdy ovlivňují také rozměry, tvar a hloubka základové konstrukce.

Výpočtová únosnost základové půdy musí být větší nebo rovna kontaktnímu napětí od výpočtového zatížení stavbou. Pro posouzení podle 1. skupiny mezních stavů se účinky od zatížení stavbou počítají v souvislosti s kontaktním napětím v základové spáře, které je rovnoměrně rozděleno na ploše základu A_{ef} :

$$\sigma_{de} = \frac{V_{de}}{A_{ef}} \quad (49)$$

kde

σ_{de}	extrémní výpočtové kontaktní napětí v základové spáře
V_{de}	extrémní svislá výpočtová síla
A_{ef}	efektivní plocha

Únosnost základové půdy tvořené zeminami se pak stanoví podle obecného vzorce:

$$R_d = c_d N_c s_c d_c i_c + \gamma_1 d N_d s_d d_d i_d + \gamma_2 \frac{b}{2} N_b s_b d_b i_b \quad (50)$$

kde

R_d	svislá výpočtová síla
γ_1, γ_2	efektivní objemová tíha základové půdy nad a pod základovou spárou
b	efektivní šířka základu
N_c, N_d, N_b	součinitelé únosnosti závislé na výpočtovém úhlu vnitřního tření
d	hloubka založení
c_d	výpočtová hodnota soudržnosti
s_c, s_d, s_b	součinitelé tvaru základu
d_c, d_d, d_b	součinitelé hloubky založení
i_c, i_d, i_b	součinitelé šikmosti zatížení

2. skupina mezních stavů – mezní stav přetvoření:

Zohledňuje se sedání, jehož příčinou je přetížení objektem, nebo také například změna hladiny podzemní vody a pokles terénu na poddolovaném území. Nerovnoměrné sedání způsobuje průhyb a pootočení základové i nadzákladové konstrukce. Rovnoměrné sedání nezpůsobuje vynucená přetvoření a napětí v základových a nadzákladových konstrukcích.

Na základě výpočtů podle mezního stavu přetvoření musí být prokázáno, že nedojde k takovému přetvoření základové půdy a sednutí stavby, při kterém by došlo k nepřijatelnému přetvoření konstrukce nebo by bylo omezeno užívání stavby.

Pro stanovení napětí v podloží podle 2. skupiny mezních stavů se pro obdélníkový základ stanoví tuhost systému „základová půda – základ“ podle vztahu:

$$k = \frac{E}{E_{def}} \left(\frac{t}{l} \right)^3 \quad (51)$$

kde

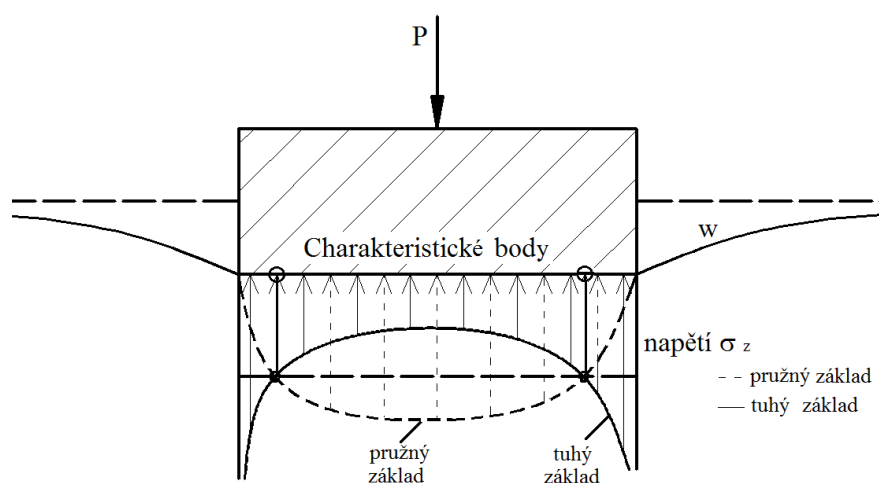
E modul pružnosti materiálu základové konstrukce

E_{def} modul přetvárnosti základové půdy

t tloušťka základové konstrukce

l rozměr základové konstrukce ve směru, ve kterém se určuje tuhost

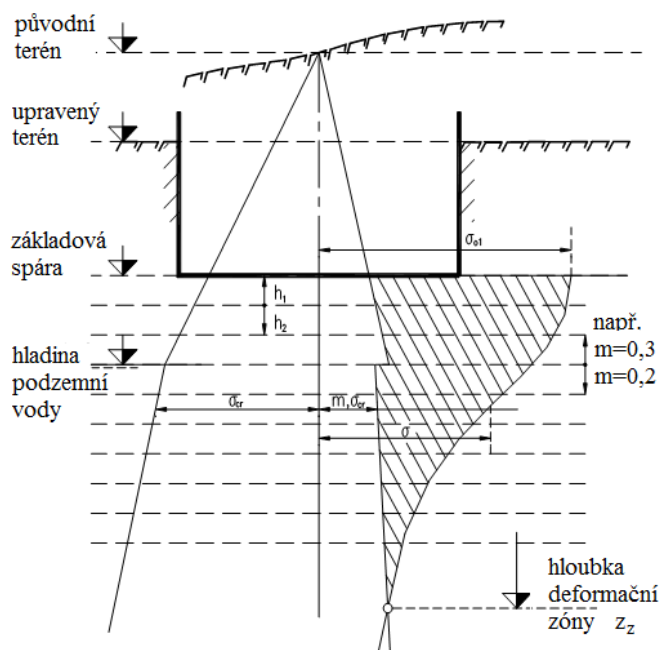
Je-li tuhost systému $k < 1$, je základ považován za poddajný a je doporučeno počítat sedání ze svislých napětí využitím vzorců pro pružný poloprostor z přílohy č. 11 v ČSN 73 1001 [53]. Je-li tuhost systému $k > 1$, je základ považován za tuhý a sedání se určuje ze svislých napětí pod charakteristickým bodem. U obdélníkového základu je charakteristický bod umístěn ve vzdálenosti $0,37b$ a $0,37l$ od středu základu. V místě charakteristického bodu se podle teorie přetváří poddajný a tuhý základ stejně (Obr. 12).



Obr. 12.: Napětí pod poddajným a tuhým základem

Pro účely výpočtu účinků od zatížení stavbou podle 2. skupiny mezních stavů se předpokládá, že kontaktní napětí v základové spáře je rovnoměrně rozděleno na ploše, která odpovídá tlačené ploše základové spáry.

Pro určení konečného sednutí a svislé složky napětí σ_z v základové půdě od zatížení stavbou je v diplomové práci použit Model č. 2 (Obr. 13) z uvedené normy [53].



Obr. 13.: Výpočtový model sednutí

Předpokladem je homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor zatížený na povrchu svislým rovnoměrným zatížením f na ploše $b \cdot l$. Svislou složku napětí σ_z pod rohem základu lze vypočítat z rovnice (52).

$$\sigma_z = \frac{f}{2\pi} \cdot \left[\arctg \frac{l \cdot b}{z \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \frac{l \cdot b \cdot z}{\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \cdot \left(\frac{1}{l^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right] \quad (52)$$

kde

l, b rozměry základu

z z -ová souřadnice hloubky, ve které je σ_z počítáno

f svislé rovnoměrné zatížení působící na ploše $A = b \cdot l$. Pro výpočet sednutí základů je možné předpokládat rovnoměrné rozdělení kontaktního napětí σ_{ds} .

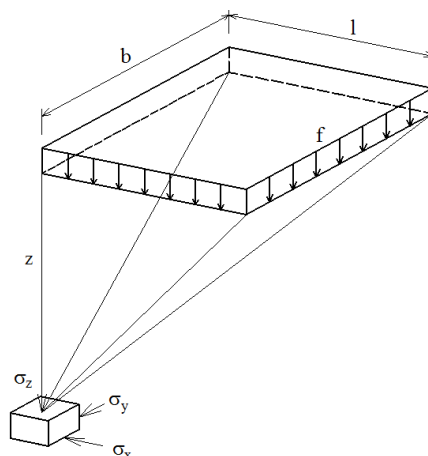
V této diplomové práci jsou prováděny výpočty za předpokladu, že

$$f = \sigma_{ds} = \frac{V_{ds}}{A} \quad (53)$$

kde

V_{ds} výpočtové zatížení

A tlačaná plocha základové spáry



Obr. 14.: Schéma svislého rovnoměrného zatížení působícího na povrchu pružného poloprostoru; pro výpočet napětí dle Steinbrennera

Konečné sednutí základové půdy pod uvažovaným bodem se vypočítá podle vztahu (54).

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i \quad (54)$$

kde

σ_z svislá složka napětí pod uvažovaným bodem v základové půdě od zatížení stavbou

σ_{or} původní geostatické napětí ve středu i -té vrstvy

m_i opravný součinitel přetížení

h_i mocnost i -té vrstvy

$E_{oed,i}$ výpočtový oedometrický modul i -té vrstvy

$$E_{oed,i} = E_{def,i} \left(1 - \frac{2\nu_i^2}{1 - \nu_i} \right) \quad (55)$$

kde

ν_i Poissonův součinitel

E_{def} deformační modul zeminy

Původní geostatické napětí základové půdy σ_{or} se vypočítá podle vzorce (56).

$$\sigma_{or,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (56)$$

kde

γ_i objemová tíha zeminy i -té vrstvy

h_i mocnost i -té vrstvy

Pro výpočet přetížení v základové spáře σ_{ol} se pro posouzení z hlediska 2. skupiny mezních stavů uvažuje hloubka založení jako svislá vzdálenost základové spáry od původního povrchu území.

Při výpočtu sednutí se předpokládá průběh svislé složky napětí σ_z od přetížení základem ležícím na homogenním izotropním poloprostoru v závislosti na hloubce. Ve výpočtovém modelu je svislé přetížení σ_z redukováno jeho účinnou složkou ($\sigma_z - m\sigma_{or}$). Tato složka představuje strukturní pevnost zeminy a způsobuje deformaci.

„Strukturní pevnost zeminy je odpor přetěžované zeminy proti přetvoření, a to při takovém přetížení, které začne zeminu významně přetvářet porušováním její struktury, tj. změnou vzájemné polohy zrn. Při menším přetížení se stlačuje jen skelet zeminy a deformace základové půdy jsou zanedbatelné. Čím je součinitel m menší, tím se deformační chování zeminy více blíží chování lineárně pružné hmoty.“ [53]

Tab. 4: Hodnoty opravného součinitele přetížení m dle ČSN 73 1001[53]

Druh základové půdy	m
Silně stlačitelné jemnozrné zeminy tříd F1 až F8 s modulem přetvoření $E_{def} < 4 \text{ MPa}$ nepřekonsolidované konzistence měkké nebo tuhé	0,1
Násypy a jiné sypaniny, základové půdy dodatečně zatížené a dosud nezkonsolidované	
Horniny tříd R1 a R2, zdravé druhohorní a třetihorní sedimenty tříd R4 a R5	
Jemnozrné zeminy tříd F1 až F8, jímž nenáleží součinitel $m = 0,1$ ani 0,4 ani 0,5	0,2
Písky a šterky tříd S1, S2, G1, G2 pod hladinou podzemní vody	
Horniny třídy R3	
Písky a šterky tříd S1, S2, G1, G2 nad hladinou podzemní vody	0,3
Písky a šterky hlinité, jílovité či s příměsí jemnozrné zeminy tříd S3, S4, S5, G3, G4, G5	
Horniny tříd R4, R5 - kromě zdravých druhohorních a třetihorních sedimentů	
Horniny třídy R6	0,4
Spraše a sprašové hlíny nad hladinou podzemní vody, lze-li vyloučit jejich nasycení vodou	0,5

Hloubku deformační zóny z_z lze dopočítat v místě, kde platí rovnost svislé složky napětí od zatížení stavbou σ_z a strukturní pevnosti zeminy σ_s .

$$\sigma_z = \sigma_s \Rightarrow z_z \quad (57)$$

Je-li svislé přetížení redukováno na jeho účinnou složku, výpočet sednutí se hloubkově omezuje na skutečnou mocnost deformační zóny, což je pod základem omezený prostor v základové půdě, v němž dochází k nezanedbatelným deformacím vyvolaným zatížením stavbou. [53]

Konečné sednutí základové půdy pod uvažovaným bodem je složeno z několika složek deformačního procesu základové půdy. Konečné sednutí se vypočítá podle vztahu (54). Vztah nezohledňuje možnost roztlačování půdy pod základem směrem do stran. V souladu s požadavkem 2. mezního stavu musí být průměrná hodnota vypočteného konečného celkového sednutí v mezích stanovených normou ČSN 73 1001 [53].

Platnost normy ČSN 73 1001 [53] byla ukončena 1. 4. 2010.

6.1.2 Eurokód 7 – ČSN EN 1997 – 1

Eurokód 7 – ČSN EN 1997 – 1 [55] je v platnosti od 1. 10. 2006. Norma ČSN EN 1997–1 přejímá evropskou normu EN 1997 – 1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. Nahradila tak předběžnou normu ČSN P ENV 1997 – 1, 1996 (73 1000) Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, včetně národního aplikačního dokumentu. Součástí ČSN EN 1997-1 je národní příloha k EN 1997 – 1. Tato národní příloha určuje národně stanovené parametry platné na území České republiky.

I podle EC 7 [55] se základové konstrukce navrhují s využitím metodiky mezních stavů. Musí být ověřeno, zda není překročen žádný příslušný mezní stav. „*Mezní stavy se mohou vyskytnout buď v základové půdě nebo v konstrukci nebo k nim může dojít kombinovaným porušením konstrukce a základové půdy.*“ [55]

Návrh konstrukcí zahrnuje zatížení, vlastnosti zemin, geometrické údaje, mezní hodnoty deformací, šířek trhlin a výpočetní modely. Výpočetní model může obsahovat zjednodušení a případné nepřesnosti musí být na straně bezpečné. Výpočetní model může být analytický, semi-empirický nebo numerický.

Návrh podle mezního stavu porušení – únosnost:

Únosnost základu musí být větší než tíha základu, tíha zásypového materiálu a všechny zemní tlaky, ať už příznivé nebo nepříznivé. Je možné použít analytickou metodu, semi-empirickou metodu a normativní metodu, která používá předpokládanou únosnost. Pro výpočet únosnosti se mohou použít vztahy odvozené z teorie plasticity a experimentálních výsledků. Pro odvozené podmínky se vypočítá návrhová únosnost dle:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (58)$$

kde

A'	návrhová efektivní plocha základu
B'	efektivní šířka základu
c'	efektivní soudržnost
q'	návrhový efektivní tlak nadloží v úrovni základové spáry
γ'	návrhová efektivní objemová tíha zeminy pod úrovní základové spáry
N_q, N_c, N_γ	bezdimenzionální součinitelé únosnosti
b_q, b_0	bezdimenzionální součinitelé sklonu základové spáry
s_q, s_c, s_γ	bezdimenzionální součinitelé tvaru základu
i_q, i_c, i_γ	bezdimenzionální součinitelé šikmosti zatížení

Návrh podle mezního stavu použitelnosti:

Při návrhu základu se musí vzít v úvahu přemístění základu způsobené jeho zatížením. Na tuhých a pevných jílech se u plošných základů, které jsou ve 2. geotechnické kategorii, mají vždy provádět výpočty sedání. Výpočty sedání ovšem poskytují jen přibližný odhad a nemají se považovat za přesné.

Výpočet sedání musí zahrnovat okamžité sedání s_o a konsolidační sedání s_l . Pro částečně nebo plně nasycené zeminy je navíc složka s_2 , charakterizující sedání vyvolané tzv. creepem. Hloubka stlačitelné vrstvy se stanoví jako hloubka, ve které efektivní svislé napětí vyvolané zatížením základu činí 20% efektivního napětí od nadloží. Přibližně může být tato hloubka odhadnuta jako jednonásobek nebo dvojnásobek šířky základu. Pro širší

základové konstrukce, které jsou málo zatížené, se tento odhad může i snížit. Podle vhodnosti se musí zvolit lineární nebo nelineární model stlačitelnosti základové půdy.

Metody vyhodnocení sedání plošného základu stanovené EC 7 [55]:

- Metody založené na vztahu napětí – přetvoření

Pro výpočet celkového sedání základu je v EC 7 [55] dovoleno použít výpočetní metody využívající napětí-o-deformační vztahy dle následujícího:

- Výpočtem rozdělení napětí v základové půdě v důsledku zatížení od základu. To může být odvozeno na základě teorie pružnosti, která obecně předpokládá homogenní izotropní zeminu a lineární rozdělení tlaku od zatížení.
- Výpočtem přetvoření základové půdy od napětí za použití hodnot modulů tuhosti, popřípadě jiných vztahů mezi napětím a přetvořením, které jsou určeny z laboratorních zkoušek.
- Součtem svislých přetvoření k určení sedání. Při využití této metody by se měl vybrat dostatečný počet bodů v základové půdě pod základem, ve kterých se vypočítá napětí a přetvoření.

- Upravená pružnostní metoda

Tuto metodu je možné použít pouze v případech, kdy lze chování napětí-přetvoření základové konstrukce považovat za lineární a nedochází k vytváření plastických oblastí.

Z teorie pružnosti vyplývá pro celkové sedání základu vztah:

$$s = p \cdot b \cdot f / E_m \quad (59)$$

kde

E_m návrhová hodnota modulu pružnosti

f součinitel sedání závislý na tvaru a rozměrech základové konstrukce

p rovnoměrně rozdělený tlak v základové spáře

b šířka základu

- Sedání bez odvodnění
Výše uvedené metody lze použít i pro krátkodobé složky sedání, které nastanou bez odvodnění. Hodnoty parametrů tuhosti mají reprezentovat neodvodněné chování.
- Konsolidační sedání
Je-li sedání zapříčiněno konsolidací, může se předpokládat jednoosá deformace zeminy a je tedy možné použít křivku získanou z konsolidační zkoušky.
- Chování sedání v čase
Rychlost konsolidačního sedání je možné odhadnout z konsolidačních parametrů získaných během zkoušky stlačitelnosti, popřípadě z hodnot propustnosti získaných během zkoušek in situ.

Konstrukční návrh plošných základů:

Rozdělení kontaktního napětí pod tuhým základem se může uvažovat jako lineární. Pro hospodárnější návrh je možné použít podrobnější rozbor interakce zemina – konstrukce. U netuhých základů je možné rozdělení kontaktního napětí odvodit modelováním základu nebo desky, která spočívá na sérii pružin s odpovídající tuhostí a pevností.

6.2 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Základové desky jsou navrhovány v souladu se základními pravidly uvedenými v normě ČSN EN 1992 – 1 – 1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1–1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [56].

Mezní stav únosnosti (MSÚ):

Mezní stav únosnosti souvisí zejména s bezpečností osob a bezpečností konstrukce samotné. Výpočet z hlediska MS únosnosti se týká především kombinace tlaku s ohybem, smykem nebo protlačením.

Mezní stav použitelnosti (MSP):

Mezní stav použitelnosti souvisí se vzhledem stavby a s funkcí nosných prvků nebo celé konstrukce za běžného provozu. Výpočty dle MS použitelnosti se týkají zejména vzniku a šířky trhlin, přetvoření základu a stability polohy.

Uvažuje-li se interakce mezi podložím, základem a nadzákladovou konstrukcí, závisí kontaktní síly ve sloupech na poměrných sednutích. To lze vyřešit tím, že posunutí a odpovídající reakce podloží a konstrukce budou kompatibilní. Nicméně v důsledku historie zatížení a účinků dotvarování vzniká řada nejistot. V Eurokódu 2 [56] jsou proto definovány různé úrovně interakčního výpočtu.

Výpočtem poměrné tuhosti K_R se stanoví, zda se jedná o tuhý nebo poddajný nosný systém. Nosný systém je možné považovat za tuhý, pokud je poměrná tuhost větší než 0,5. Pro výpočet poměrné tuhosti platí vztah:

$$K_r = \frac{EJ_s}{El^3} \quad (60)$$

kde

EJ_s přibližná hodnota ohybové tuhosti vztažené na jednotku šířky uvažované konstrukce stavby, která se stanoví součtem ohybových tuhostí základů, rámových prvků a případných ztužujících stěn

E deformační modul podloží

l délka základu

V případě, kdy je nadzákladová konstrukce považována za poddajnou, nezávisí přenášená zatížení na poměrném sednutí. Zatížení přestávají být neznámými a úloha se zjednoduší na výpočet základu na poddajném podloží.

Je-li nadzákladová konstrukce považována za tuhou, je možné získat neznámá zatížení základů z podmínky, že pořadnice sedání leží v rovině.

Pro potřeby navrhování jsou podle EC 2 [56] vymezeny úrovně výpočtu 0, 1, 2 a 3:

- Úroveň 0:

Předpokládá se lineární rozdělení kontaktních tlakových napětí.

Na této úrovni by měly být splněny následující podmínky:

- v mezním stavu únosnosti i použitelnosti nepřekročí kontaktní tlakové napětí návrhové hodnoty,
- z hlediska mezního stavu použitelnosti není konstrukční systém ovlivněn sedáním, popřípadě nejsou významné očekávané rozdíly sedání,
- z hlediska mezního stavu únosnosti má konstrukční systém dostatečnou deformační kapacitu, aby návrh nebyl ovlivněn rozdíly v sedání.

- Úroveň 1:

Kontaktní napětí je možné stanovit při uvažování poměrné tuhosti základu a základové půdy. Současně je nutné posoudit, zda jsou výsledné deformace v přijatelných mezích. Na této úrovni by měly být splněny následující podmínky:

- zkušenosti prokazují, že použitelnost nadzákladové konstrukce pravděpodobně není ovlivněna deformací zeminy,
- z hlediska mezního stavu únosnosti má konstrukční systém dostatečné přetvárné chování.

- Úroveň 2:

Uvažuje se vliv deformace podloží na nadzákladovou konstrukci.

- Aby byla určena úprava přímých zatížení působících na základy, nadzákladová konstrukce se počítá při uvažování vynucených přetvoření vyplývajících z deformace základů.
- Jsou-li výsledné úpravy významné (tj. $> |10| \%$), má být použita analýza na úrovni 3.

- Úroveň 3:

Jedná se o kompletní interakční postup zahrnující nadzákladovou konstrukci, její základy a podloží.

7 POUŽITÉ PROGRAMOVÉ SYSTÉMY

A METODY VÝPOČTU SEDÁNÍ A NAPJATOSTI

Pro výpočet napjatosti a sedání vybraných základů bylo využito několik výpočetních metod a programových systémů. V této diplomové práci je provedeno srovnání programových systémů dostupných v České republice.

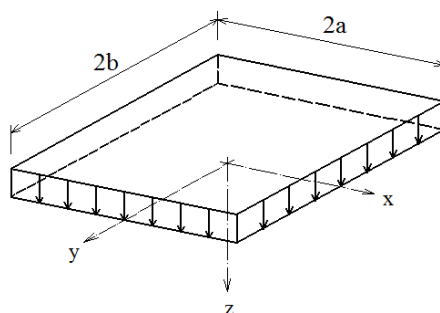
7.1 PRUŽNÝ POLOPROSTOR MODIFIKOVANÝ POMOCÍ STRUKTURNÍ PEVNOSTI

Konečné sednutí bylo u obou vybraných úloh vypočítáno na základě teorie pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti. Zatížení poloprostoru rovnoměrným zatížením působícím na obdélníkové ploše vyřešilo se stejnými výsledky několik autorů. Řešení podle Steinbrennera z roku 1934 je použito v ČSN 73 1001 [53]. Steinbrennerem navržený vztah pro výpočet σ_z (52) byl již popsán v kapitole 6.1.1, kde je také popsán výpočet konečného sednutí.

Hodnoty konečného sedání a hloubky deformační zóny je možné také vypočítat na základě vztahu (61). Rovnice pro výpočet σ_z (61) byla odvozena V. G. Korotkinem a lze s jejím použitím vypočítat σ_z pod libovolným bodem základu.

$$\begin{aligned}
 \sigma_z = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left\{ \arctan \frac{(x+a) \cdot (y+b)}{z \cdot \sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} - \arctan \frac{(x+a) \cdot (y-b)}{z \cdot \sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} + \right. \\
 + \arctan \frac{(x-a) \cdot (y-b)}{z \cdot \sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} - \arctan \frac{(x-a) \cdot (y+b)}{z \cdot \sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} + \\
 + \frac{z \cdot (x+a) \cdot (y+b) \cdot [(x+a)^2 + (y+b)^2 + 2 \cdot z^2]}{[(x+a)^2 + z^2] \cdot [(y+b)^2 + z^2] \cdot \sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} + \\
 - \frac{z \cdot (x+a) \cdot (y-b) \cdot [(x+a)^2 + (y-b)^2 + 2 \cdot z^2]}{[(x+a)^2 + z^2] \cdot [(y-b)^2 + z^2] \cdot \sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} + \\
 + \frac{z \cdot (x-a) \cdot (y-b) \cdot [(x-a)^2 + (y-b)^2 + 2 \cdot z^2]}{[(x-a)^2 + z^2] \cdot [(y-b)^2 + z^2] \cdot \sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} + \\
 \left. - \frac{z \cdot (x-a) \cdot (y+b) \cdot [(x-a)^2 + (y+b)^2 + 2 \cdot z^2]}{[(x-a)^2 + z^2] \cdot [(y+b)^2 + z^2] \cdot \sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} \right\} \quad (61)
 \end{aligned}$$

Souřadnicový systém a umístění geometrie desky do tohoto souřadnicového systému jsou patrné na Obr. 15, který usnadňuje orientaci v proměnných rovnice (61) a zajišťuje správné dosazení jejich hodnot.



Obr. 15.: Schéma a souřadnicový systém svislého rovnoměrného zatížení působícího na povrchu pružného poloprostoru; pro výpočet napětí dle Korotkina

7.2 PROGRAMOVÝ SYSTÉM ANSYS

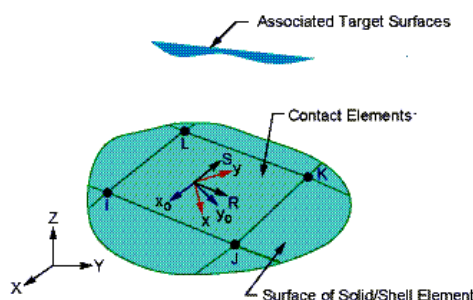
Interakce základové desky s podložím byla řešena s využitím numerického modelování v programovém systému ANSYS 13.0. Během práce v programu ANSYS byla použita příručka k programu [57]. Při tvorbě prostorového modelu s využitím 3D prvků je problematické zejména správně stanovit velikosti modelované oblasti představující podloží, zvolit okrajové podmínky a velikost konečnoprvkové sítě. Bylo zpracováno mnoho variant modelů, které se liší právě velikostí podloží, okrajovými podmínkami i konečnoprvkovou sítí. V parametrické studii jsou všechny varianty porovnány a je zhodnocen vliv zmíněných parametrů na výsledné deformace, napětí a průběh vnitřních sil.

7.2.1 Tvorba modelu v programovém systému ANSYS

Na začátku vytváření modelu byly pro základovou desku i podloží vybrány typy prvků. Pro základovou desku, která je modelována jako plocha se zadanou tloušťkou desky, je použit plošný prvek SHELL 181. Podloží je modelováno s využitím prostorového prvku SOLID 45. Následně jsou definovány vlastnosti materiálů prostřednictvím modulu pružnosti E a Poissonova součinitele ν . Geometrie modelu je zadávána pomocí souřadnic klíčových bodů, které jsou spojovány liniemi a následně je vytvořena plocha desky

a prostorový model podloží. Následuje přiřazení jednotlivých předepsaných vlastností materiálů namodelované desce i podloží a vytvoření pravidelné konečnoprvkové sítě. Velikost prvků sítě je odlišná pro řešenou oblast podloží a plochu desky, u které je použita hustší síť. Silové zatížení je zadáváno do jednotlivých uzlů vytvořené konečnoprvkové sítě desky.

Aby byly účinky zatížení působícího na základovou desku přeneseny do podloží, je nutné vytvořit jejich vzájemný kontakt a definovat kontaktní plochu. Na základě předpokladu, že základová deska i podloží jsou deformovatelné, je v programu ANSYS pro řešení kontaktního problému využita kategorie „flexible-to-flexible“. Konečnoprvkový model je řešen prostřednictvím kontaktních prvků. ANSYS obsahuje pět kontaktních modelů. Pro modelování základových desek na podloží, které jsou předmětem diplomové práce, je nejvhodnější použít model „surface-to-surface“. Při tvorbě kontaktu lze vybrat několik oblastí modelu, které jsou spojeny jedinou kontaktní plochou, která reprezentuje styk desky s podložím a je charakteristická tím, že přenáší pouze tlakovou sílu. Vzhledem k tomu, že se jedná o jednostrannou vazbu, vstupuje do výpočtu konstrukční nelinearita, která vyžaduje iterační postup řešení a analýza je automaticky nelineární. Kontaktní úloha je řešena prostřednictvím kontaktních prvků reprezentujících dva povrchy (Obr. 16), které jsou ve vzájemném kontaktu a sledují kinematiku procesu deformace. Kontakt je zprostředkován pomocí kontaktního páru TARGExxx – CONTAxxx. Kontaktní plocha je modelována pomocí prvků CONTA 171, CONTA 172 (pro 2D) a CONTA 173, CONTA 174 (pro 3D). Cílová plocha je oblast, do které potenciálně mohou pronikat uzly kontaktní plochy a je pro ni možné využít prvky TARGE 169 (pro 2D) a TARGE 170 (pro 3D). U kontaktních úloh modelovaných v rámci diplomové práce jsou použity prvky TARGE 170 a CONTA 173.



Obr. 16.: 3D čtyřuzlový kontakt typu „surface to surface“ [57]

Pro vytvoření kontaktu lze v programu ANSYS využít tzv. průvodce kontaktní úlohou, který umožňuje definovat, zobrazit a upravovat kontaktní páry. Na kontaktní ploše je zanedbán vliv tření mezi deskou a podloží. Součinitel tření je tedy nulový. Po vytvoření kontaktu je nutné ověřit, zda normály obou styčných ploch směřují proti sobě, případně je otočit tak, aby tomu tak bylo (Obr. 19).

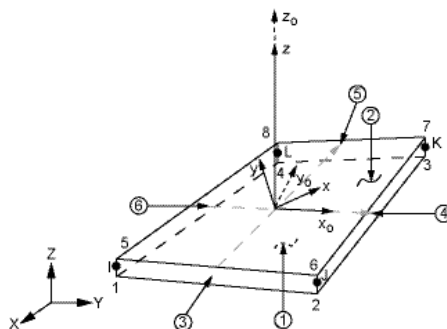
Po definování okrajových podmínek lze spustit výpočet. Vzhledem k tomu, že výsledky analýzy jsou ovlivněné volbou okrajových podmínek, jsou vytvořeny čtyři varianty s odlišnými okrajovými podmínkami. Všechny varianty jsou následně porovnány a je sledován vliv okrajových podmínek na výsledné veličiny, kterými jsou deformace vzniklé při interakci desky s podloží, vnitřní síly a kontaktní napětí. Kromě toho je možné nechat vykreslit výsledné deformace a průběh svislé složky napětí ve vertikálním řezu vedeném středem desky a podloží. To umožňuje sledovat jejich průběh s narůstající hloubkou.

7.2.2 Charakteristika použitých prvků

Charakteristika, geometrie a souřadnicový systém jednotlivých prvků je popsán v [57].

SHELL 181

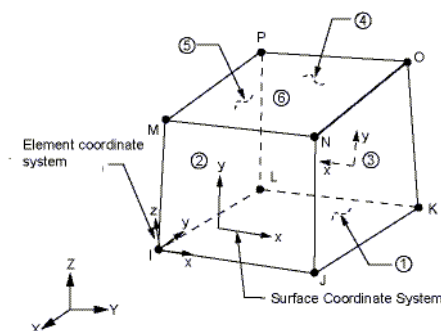
Prvek SHELL 181 je použit pro vytvoření modelu základové desky. Jedná se o plošný prvek a je u něj možné předepsat tloušťku modelované desky. SHELL 181 je čtyřuzlový prvek, přičemž každý uzel má šest stupňů volnosti, kterými jsou tři posuny uzlu ve směrech os x , y , z a tři potočení uzlu kolem osy x , y , z . Tento prvek lze aplikovat při lineárních i nelineárních analýzách. Desková konstrukce je s použitím tohoto prvku počítána jako tzv. tlustá deska s vlivem smyku dle Mindlinovy teorie. Na Obr. 17 je znázorněna geometrie, umístění uzlů a souřadnicový systém prvku SHELL 181.



Obr. 17.: Geometrie, umístění uzlů a souřadnicový systém prvku SHELL 181 [57]

SOLID 45

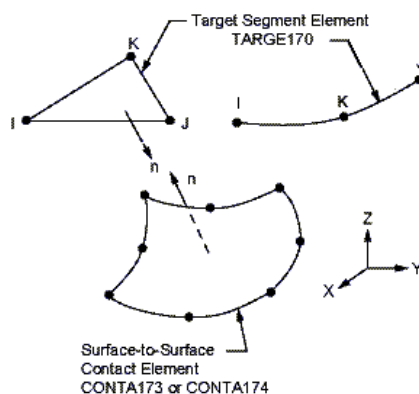
Prostorový prvek SOLID 45 je použit pro 3D model podloží. Tento prvek je tvořen osmi uzly. Každý uzel má tři stupně volnosti, kterými jsou posuny ve směru osy x , y , z . SOLID 45 umožňuje řešit lineární i nelineární analýzy konstrukce s velkými deformacemi, dotvarováním a zplastizováním. Směry namáhání na prvku jsou rovnoběžné se souřadnicovým systémem prvku. Geometrie, umístění uzlů a souřadnicový systém prvku SOLID 45 jsou znázorněny na Obr. 18.



Obr. 18.: Geometrie, umístění uzlů a souřadnicový systém prvku SOLID 45 [57]

TARGE 170

Prvek TARGE 170 reprezentuje cílovou plochu při analýze 3D modelu a tvoří kontaktní pár s kontaktní plochou. Tímto kontaktním prvkem je možné mezi oběma plochami přenášet všechna posunutí, pootočení, napětí atd.



Obr. 19.: Kontaktní pár tvořený prvky TARGE 170 a CONTA 173 [57]

CONTA 173

Prvek CONTA 173 je čtyřuzlový prvek používaný při 3D modelování kontaktní úlohy, ve které je kontakt zprostředkován společnou kontaktní plochou. Tento prvek se používá pro

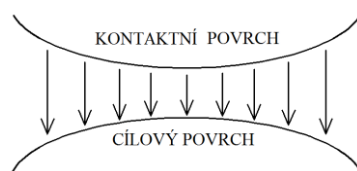
prostorové a plošné prvky, které mají uzly pouze ve vrcholech. Proto lze prvek CONTA 173 použít v úlohách modelovaných v rámci diplomové práce, u kterých jsou použity prvky SOLID 45 a SHELL 181. Uspořádání uzlů je v souladu s uzlovým uspořádáním základních prvků, které jsou použity při tvorbě základové konstrukce a podloží. Ke kontaktu dochází v momentu, kdy prvky jednoho povrchu pronikají do povrchu druhého.

7.2.3 Nelineární analýza

Nelineární chování systému je závislé na typu nelinearity. V diplomové práci se jedná o nelinearitu konstrukční, popřípadě nelinearitu fyzikální.

Konstrukční nelinearita:

Interakce desky s podložím je vždy řešena nelineární analýzou a to v důsledku konstrukční nelinearity, jako všechny ostatní kontaktní úlohy v programu ANSYS. Tato konstrukční nelinearita je vyvolána jednostrannou vazbou, která působí jen v tlaku. Analýza vyžaduje iterační řešení. Chování systému je závislé na tom, zda jsou tělesa v kontaktu, či nikoli.



Obr. 20.: Schéma jednostranné vazby při kontaktní úloze

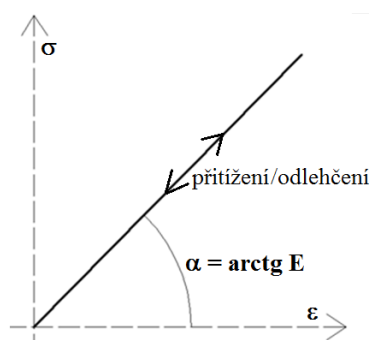
Fyzikální nelinearita – srovnání lineárního a nelineárního materiálového modelu:

Při modelování konstrukce je důležitá zejména volba materiálového modelu a následné zadání parametrů zeminy. Materiálový model, kterým lze popsat chování zeminy, může být lineární nebo nelineární.

Lineární materiálový model:

Základní předpoklad lineárního materiálového modelu je, že materiály vstupující do výpočtu jsou homogenní, izotropní a chovají se lineárně pružně. Lineární výpočet je možné

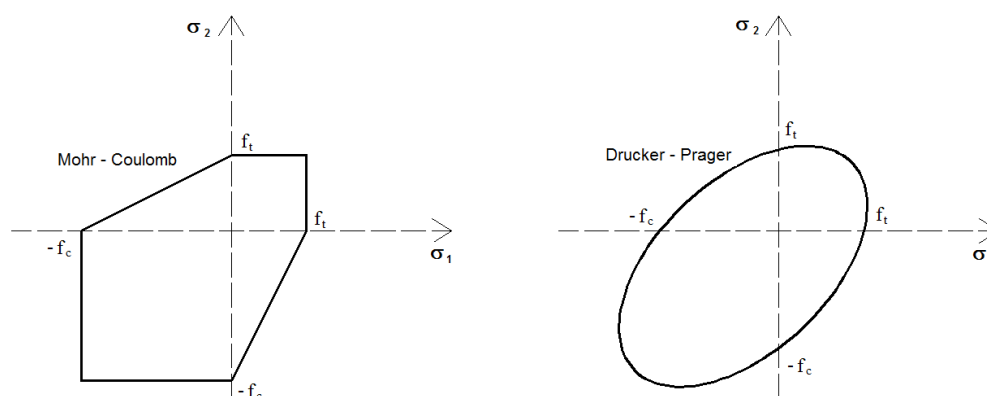
použít v případech, kdy je analýza zaměřena na získání výsledné napjatosti popřípadě deformací, což je i předmětem diplomové práce. Při lineárním výpočtu ovšem není zohledněna oblast a způsob možného porušení. V lineárním materiálovém modelu jsou použity převodní vztahy závislosti mezi napětím a přetvořením dané Hookovým zákonem. Parametry zeminy jsou zadány modulem pružnosti E a Poissonovým součinitelem ν . Podle Hookova zákona platí lineární závislost mezi přitížením a deformací (Obr. 21).



Obr. 21.: Hookův zákon – diagram lineární závislosti napětí a přetvoření

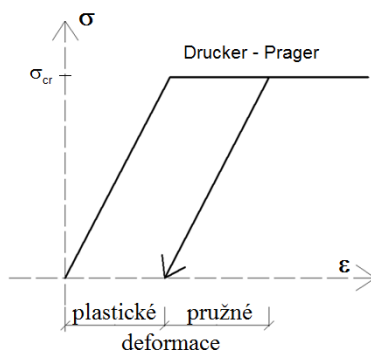
Nelineární materiálový model:

Fyzikální nelinearita je spojena s vlastnostmi materiálů. Nelineární materiálový model je v diplomové práci proveden s využitím modelu Drucker – Prager, díky kterému je možné lépe vystihnout chování zeminy. Model Drucker – Prager používaný pro soudržné materiály s vnitřním třením je odvozen z podmínky plasticity dle von Misesa. Drucker – Pragerova podmínka se svou povahou blíží Mohr – Coulombově podmínce plasticity, protože je možné s jeho využitím popsat rozdíl mezi tahovou a tlakovou pevností. Na rozdíl od Mohr – Coulombovy podmínky je Drucker – Pragerova plocha plasticity hladká, což je z numerického hlediska výhodnější. O nelineárních úlohách ve stavební mechanice a podmínkách plasticity je podrobněji pojednáno v [6].



Obr. 22.: Podmínky plasticity Mohr – Coulomb a Drucker – Prager;
řezy pro rovinnou napjatost

Při nelineární analýze již neplatí Hookův zákon a překročením podmínky plasticity dochází k trvalým deformacím. Na Obr. 23 je znázorněno pružnoplastické chování materiálu při jednoosé napjatosti a vznik plastických deformací.



Obr. 23.: Podmínka plasticity Drucker – Prager, pružnoplastický materiál

Nelineární model je definován modulem pružnosti E , Poissonovým součinitelem ν , úhlem vnitřního tření φ [°], soudržností zeminy c [kPa] a úhlem dilatance ψ [°]. Zda vzniknou plastické deformace, závisí zejména na soudržnosti zeminy a úhlu vnitřního tření.

7.3 NEMETSCHEK SCIA ENGINEER

Spolupůsobení vybraných základů s podložím bylo řešeno také v programu Nemetschek Scia Engineer 2009.0. Jedná se o univerzální program pracující na základě metody konečných prvků. Během práce v programu Scia Engineer byla použita příručka [60] a [62]. Při modelování základových konstrukcí lze v programu využít funkcionalitu související s analýzou interakce základů a podloží. V programu je aplikován tzv. normový model podloží dle ČSN 73 1001 [53], který vychází z teorie pružného poloprostoru modifikovaného strukturní pevností zemin. Plošná základová konstrukce je uložena na zemině, jejíž vlastnosti jsou v programu zadány pomocí parametrů podloží.

Vzájemnou interakci mezi základem a podložím ovlivňuje také podloží v okolí konstrukce. V programu Scia Engineer 2009.0 je tato skutečnost zohledněna tak, že program automaticky přidá vně modelované základové desky pás, který má tloušťku jeden až dva metry a jehož prostřednictvím je vliv okolního podloží započítán. Výsledné deformace

nabývají menších hodnot a ohybové momenty jsou naopak větší, než by tomu bylo bez použití pružin zohledňujících okolí základu.

Interakci základů s podložím ovlivňují:

- mechanické vlastnosti zeminy,
- geometrie základové konstrukce,
- rozložení zatížení nebo kontaktního napětí mezi povrchem základové konstrukce a podložím,
- podloží kolem základové konstrukce.

7.3.1 Tvorba modelu v programu Scia Engineer

Před vytvořením modelu byly vybrány funkcionality podloží a typy nelinearit. Funkcionalita podloží byla blíže specifikována výběrem:

- interakce s podložím,
- zatížení zeminou.

Po vytvoření geometrie deskové konstrukce, nastavení velikosti prvků sítě a jejím následném vytvoření, bylo definováno zatížení působící podle zadání jednotlivých úloh zpracovávaných v rámci diplomové práce.

Při modelování úlohy interakce základových konstrukcí s podložím je nutné definovat obecné parametry geologického profilu vztahující se k jednotlivým vrstvám. Jedná se tedy o povrchový model podloží, který je charakterizován parametry C_x , C_y , C_z . Mezi parametry geologického profilu patří tloušťka vrstvy [m], deformační modul E_{def} [MPa], součinitel příčné deformace ν [-], objemová tíha zeminy γ [kN/m³] a součinitel strukturní pevnosti m [-], který ovlivňuje sedání. Je-li konstrukce v programu modelována dle Eurokódu 7 [55], je hodnota součinitele strukturní pevnosti automaticky 0,2 a je neměnná. V případech, kdy byla konstrukce modelována dle ČSN 73 1001 [53], je možné hodnotu součinitele strukturní pevnosti zadat podle druhu základové půdy v intervalu od 0,1 do 0,5.

Pro výpočet interakce základové konstrukce s podložím je nutné definovat vrty, které specifikují složení základové půdy. Vrty jsou charakterizovány polohou, výškou a geologickým profilem.

V programu je možné pro řešení interakce konstrukce s podložím použít tři typy plošné podpory. Vlastnosti modelovaného podloží se mimo jiné zadávají prostřednictvím parametrů podloží C_{lx} , C_{ly} , C_{lz} , a C_{2x} , C_{2y} , které lze podle typu zvolené plošné podpory zadat všechny uživatelem, popřípadě nechat některé z nich dopočítat samotným programem. U všech typů plošné podpory jsou vždy parametry C_{lx} a C_{ly} definovány uživatelem a obvykle platí, že $C_{lx} = C_{ly}$.

Jednotlivé parametry a jejich popis:

- C_{lz} parametr stlačitelnosti pružného podkladu ve směru osy z , který představuje pružný odpor proti svislému posunutí w ;
- C_{2x} , C_{2y} parametry deformace ve smyku, které zohledňují smykové spolupůsobení materiálu podloží;
- C_{lx} , C_{ly} parametry poddajnosti pružného podkladu ve směru osy x , resp. y , které představují pružný odpor proti vodorovnému posunutí u , resp. v (posuny v rovině desky).

7.3.2 Typy plošných podpor a jejich specifikace

SOILIN

Výpočtovým modulem SOILIN jsou dopočítány parametry podloží C_{lz} , C_{2x} a C_{2y} . Modul SOILIN na základě napjatosti pružného poloprostoru a modelu zeminy počítá sedání. Následně vypočítá parametry C a to v kterémkoli místě vytvořeného modelu. Vzhledem k tomu, že takto stanovené parametry C mají vliv na kontaktní napětí a to ovlivňuje sedání, a všechny vzájemné závislosti platí i naopak, jedná se o iterační výpočet. Iterační cyklus je ukončen ve chvíli, kdy se vypočítaná hodnota posunu nebo kontaktního napětí ve dvou po sobě jdoucích cyklech téměř neliší. Pro porovnání výsledků z poslední a předposlední iterace je využita kvadratická norma, která je vyčíslena po každé j -té iteraci (62), (63).

$$\varepsilon_{\sigma} = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_{z,i,j} - \sigma_{z,i,j-1})^2 \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n |\sigma_{z,i,j} \cdot \sigma_{z,i,j-1}| \cdot A_i} \quad (62)$$

$$\varepsilon_u = \frac{\sum_{i=1}^n (u_{z,i,j} - u_{z,i,j-1})^2 \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n |u_{z,i,j} \cdot u_{z,i,j-1}| \cdot A_i} \quad (63)$$

kde

N počet uzlů

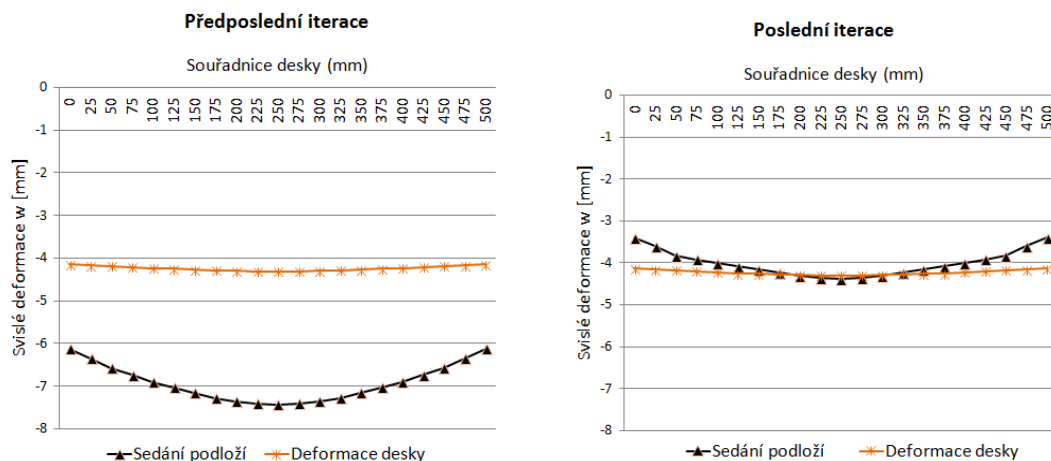
$\sigma_{z,i}$ kontaktní napětí v uzlu i

A_i plocha odpovídající uzlu

$u_{z,i}$ globální posun uzlu i ve směru z

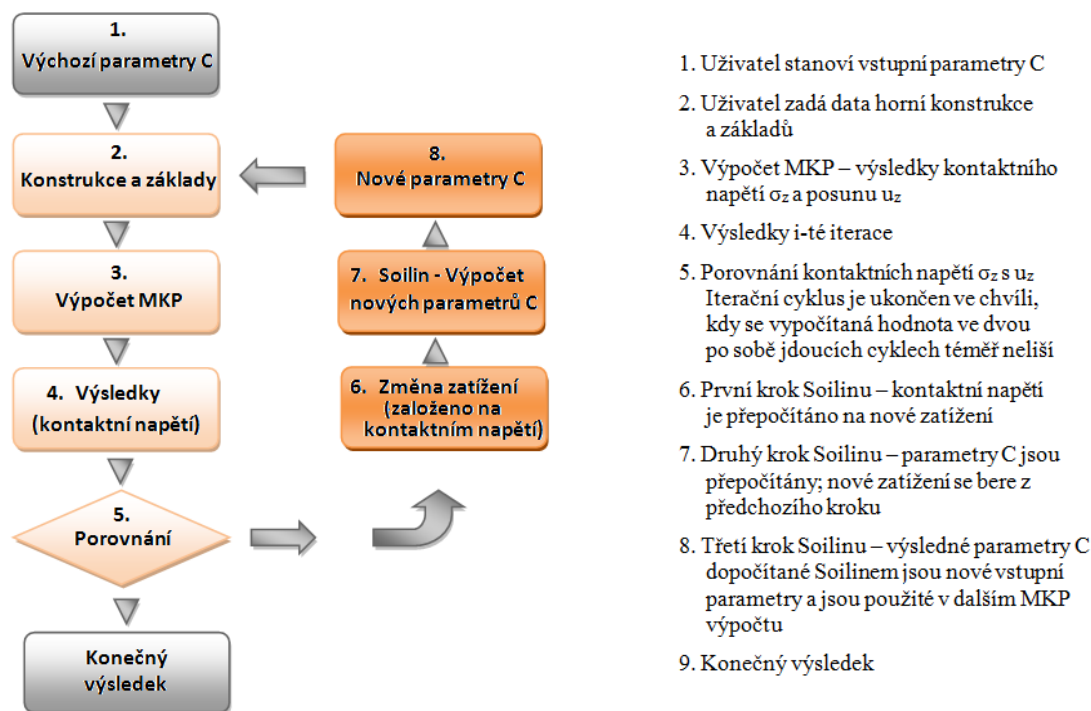
Výpočetní proces je zastaven, když $\varepsilon_{\sigma} < 0,001$ nebo $\varepsilon_u < 0,001$.

Na Obr. 24 je příklad deformací desky a sedání podloží pro předposlední a poslední iteraci, po které je výpočet ukončen.



Obr. 24.: Deformace desky a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci

Uživatel má možnost nastavit maximální počet iterací, který zajistí, že výpočet bude ukončen i v případě, že by nebyly ještě dopočítány parametry C . Jednotlivé kroky výpočtu jsou patrné na diagramu iteračního řešení (Obr. 25).



Obr. 25.: Iterační cyklus modulu SOILIN

Výstupem výpočtů využívajících podporu SOILIN je vykreslení parametrů C , tabulka sedání a diagram napětí v zemině, kde je také stanovena hloubka deformační zóny. Modul SOILIN umožňuje uživateli zobrazení výsledků pro každý iterační cyklus.

Jednotlivě

„Jednotlivě“ je termín používaný v programu Scia Engineer pro variantu plošné podpory, kde není využit modul SOILIN a nejedná se o iterační výpočet, protože všechny parametry podloží včetně C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} jsou zadány uživatelem.

Oba

Jedná se o podporu, která je kombinací předešlých dvou typů plošné podpory. Použití tohoto typu podpory není příliš běžné. Typ „oba“ lze využít například v případech, kdy je v různých částech konstrukce různé tření, což ale není případ vybraných úloh řešených v diplomové práci. Program počítá s takovými hodnotami parametrů C , které jsou zadány uživatelem jako nenulové. V případě, kdy některý z parametrů C uživatel zadá jako nulový, program je automaticky dopočítá prostřednictvím modulu SOILIN. I při použití této podpory stále platí, že parametry C_{1x} a C_{1y} musí být zadány uživatelem.

8 VÝPOČTY SEDÁNÍ A NAPJATOSTI VYBRANÝCH ZÁKLADŮ

Analýza napjatosti, sedání a jejich následné porovnání s výsledky experimentů, tvoří hlavní část předložené diplomové práce.

V rámci práce byly sledovány napětově-deformační vztahy základové konstrukce a podloží při jejich vzájemné interakci. Jaký vliv mají vlastnosti základové konstrukce na podloží a naopak podloží na základovou konstrukci, bylo pozorováno na dvou konkrétních úlohách. Předmětem jedné z nich byla zatěžovací zkouška prováděná na zkušebním zařízení v areálu Fakulty stavební VŠB – TU Ostrava.

V roce 2010 byla v areálu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava provedena výstavba zkušebního zařízení, tzv. standu [16]. Testovací zařízení umožňuje provádět experimentální měření přetvoření i napjatosti a při vzájemné interakci základových konstrukcí s podložím lze sledovat napětově-deformační vztahy. Testovací zařízení bylo navrženo tak, aby umožňovalo provádět statické zatěžovací zkoušky patek, pásů i desek, a to pro různé rozměry vzorků, polohy zatěžovacích lisů a různé druhy zkoušek. Zatěžování je zprostředkováno tlakem vyvozeným hydraulickým lisem. Hydraulický lis, kterým je zkušební vzorek zatlačován do zeminy, může vyvodit zatížení až 1 MN.

Konstrukce standu je tvořena dvěma ocelovými rámy, na kterých jsou umístěny příčníky. Základy zkušebního zařízení jsou provedeny jako železobetonové pásy. Aby bylo možné provádět předpokládané experimenty, je konstrukce ukotvena do podloží, protože vlastní tíha konstrukce nebyla dostačující. Toto ukotvení bylo provedeno mikropilotami přivařenými ke kotevnímu roštu. Podrobnější popis konstrukce zkušebního zařízení je uveden v [16].



Obr. 26.: Zkušební zařízení – tzv. stand [16]

Druhá úloha byla modelována podle zadání nalezeného a popsáno v odborné literatuře [44]. Výsledné hodnoty veličin naměřených během zatěžovací zkoušky, byly následně porovnány s hodnotami získanými z programových systémů, ve kterých byly tyto úlohy modelovány. S takto získanými hodnotami byla provedena i porovnání s výsledky publikovanými v článku [44].

V následujícím textu budou blíže popsány zmíněné konkrétní úlohy:

- Deska z prostého betonu.
- Základová deska pod podélnými stěnami.

8.1 DESKA Z PROSTÉHO BETONU

Zkušebním vzorkem jednoho porovnávacího příkladu, u kterého byla sledována vzájemná interakce základu s podložím, byla prefabrikovaná betonová dlaždice. Betonová dlaždice byla zvolena pro jednoduchost při provádění experimentu zaměřeného na ověření zkušebních metod a zařízení. Rozměry této betonové dlaždice jsou 500 x 500 x 48 mm. Podle pevnosti v ohybu byla orientačně stanovena třída betonu C45/55. Tato třída byla použita při tvorbě výpočtového modelu, přičemž byla konstrukce modelována jako homogenní. Byla tedy zanedbána nášlapná vrstva tvořená betonem jiných vlastností. Z geologického hlediska se jedná o jednoduché základové poměry. Horní vrstva podloží je tvořená sprašovými hlínami s konzistencí třídy F4 a její mocnost je cca 5 m. Během zkoušky prováděné v červnu 2012 byla betonová deska uprostřed zatěžována tlakem vyvozeným hydraulickým lisem. Rozměry zatěžované plochy byly 100 x 100 mm a v době porušení mělo zatížení hodnotu 18,640 kN. Podrobnější průběh zatěžovací zkoušky je uveden v [11] a [15].

Při tvorbě modelu byly použity následující vstupní parametry:

- Deska z prostého betonu
 - objemová hmotnost betonu $\rho = 2500 \text{ kg.m}^{-3}$
 - Poissonův součinitel $\nu = 0,2$
 - modul pružnosti betonu $E = 36,3 \text{ GPa}$

- Podloží
 - Objemová tíha $\gamma = 18,5 \text{ kN.m}^{-3}$
 - Poissonův součinitel $\nu = 0,35$
 - deformační modul $E_{def} = 2,65 \text{ MPa}$



Obr. 27.: Zkušební vzorek a jeho centrické zatěžování na ploše $100 \times 100 \text{ mm}$ [15]

Analýza vzájemného spolupůsobení betonové desky s podložím byla prováděna nezávisle na sobě ve dvou programových systémech. Jak již bylo zmíněno, jednalo se o ANSYS 13.0 a Scia Engineer 2009.0. Získané výsledky byly navíc porovnány s hodnotami získanými v programu MKPINTER [58]. Sedání bylo vypočítáno také na základě teorie pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti dle [53].

8.1.1 Výpočet sedání pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti

Pro řešenou úlohu bylo počítáno sedání pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti. Pro určení svislé složky napětí σ_z v základové půdě od zatížení stavbou je použit vztah (52) odvozený Steinbrennerem i vztah (61) odvozený Korotkinem. Oba postupy jsou použity a vzájemně srovnány.

Vstupními hodnotami byly charakteristiky definující vlastnosti podloží, které bylo při experimentu v interakci s deskou. Jednalo se o objemovou tíhu zeminy, modul přetvárnosti zeminy a Poissonův součinitel. Hodnota opravného součinitele přetížení $m = 0,2$ byla

použita ve shodě s EC 7 [55]. Mocnost i -té vrstvy vstupující do výpočtu konečného sednutí podle vztahu (54) byla $h_i = 0,05$ m a hodnota plošného rovnoměrného zatížení působícího na obdélníkové ploše povrchu pružného poloprostoru $f = q = \sigma_{ds} = 74,56$ kN/m².

Konečné sedání a hloubka deformační zóny byla stanovena pod třemi uvažovanými body základové konstrukce:

- pod rohem základu,
- pod charakteristickým bodem základu,
- pod středem základu.

Výpočet sedání a deformační zóny pod rohem základu:

Výpočet průběhu napětí pod základovou spárou:

podle vzorce z ČSN 73 1001 (Steinbrenner) (52):

Rozměry konstrukce: $l = 0,5$ m

$b = 0,5$ m

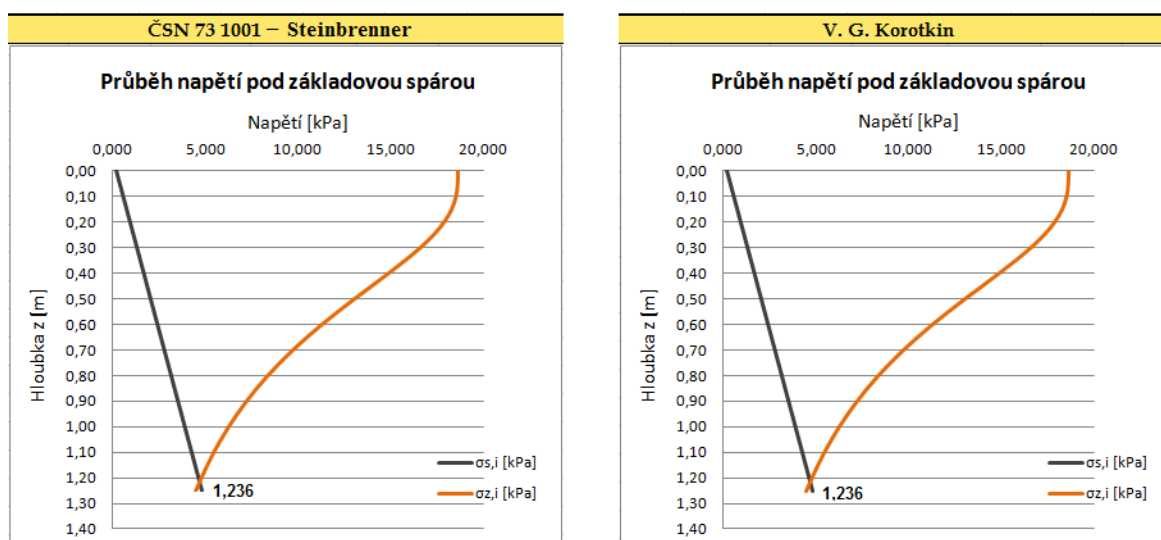
podle vzorce odvozeného V. G. Korotkinem (61):

Počátek souřadnicového systému: $x = 0,25$ m

$y = 0,25$ m

Rozměry konstrukce: $a = 0,25$ m

$b = 0,25$ m



Obr. 28.: Srovnání grafů průběhu napětí pod rohem desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001 (od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem

Výpočet sedání podloží a hloubky deformační zóny:

Oedometrický modul: $E_{oed,i} = E_{def,i} \left(1 - \frac{2\nu_i^2}{1-\nu_i} \right) = \underline{\underline{4,253}} \text{ MPa}$

Sednutí podloží (počítáno do hloubky deformační zóny z_z):

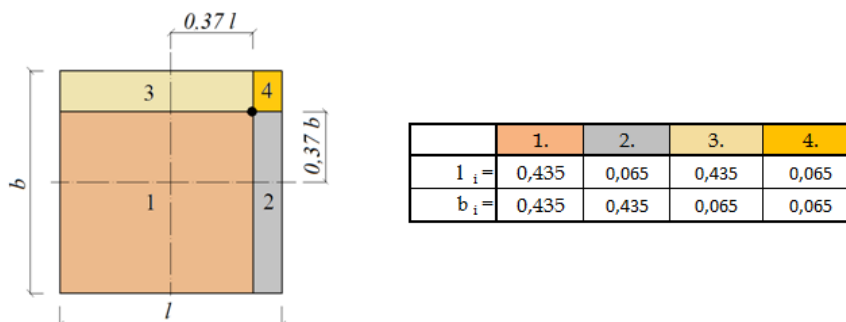
$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i = \underline{\underline{2,716}} \text{ mm}$$

Hloubka deformační zóny:

$$\sigma_z - m_i \cdot \sigma_{or,i} = 0 \Rightarrow z_z = \underline{\underline{1,236}} \text{ m}$$

Výpočet sedání a deformační zóny pod charakteristickým bodem základu:

Pro výpočty konečného sednutí a průběhu napětí pod charakteristickým bodem byly použity stejné vztahy jako pro výpočty pod rohem základu, s tím, že byl upraven souřadnicový systém a geometrie základové konstrukce. V případě výpočtů pod charakteristickým bodem podle ČSN 73 1001 [53] byl počátek souřadnicového systému posunut do zmiňovaného charakteristického bodu. Plocha základu byla rozdělena na čtyři dílčí části, jejichž rohy mají společný bod v místě charakteristického bodu (Obr. 29). Průběh napětí pod základovou spárou pod charakteristickým bodem vznikne součtem všech čtyř dílčích částí.



Obr. 29.: Schéma umístění a souřadnice charakteristického bodu desky z prostého betonu

Výpočet průběhu napětí pod základovou spárou:

podle vzorce z ČSN 73 1001 (Steinbrenner) (52):

Rozměry konstrukce: viz. Obr. 29

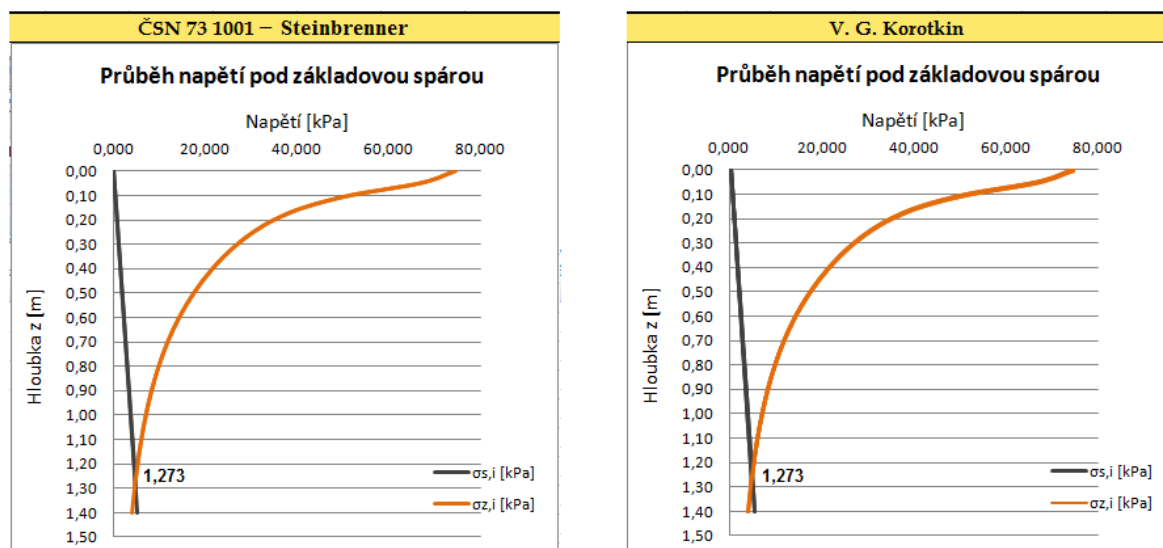
podle vzorce odvozeného V. G. Korotkinem (61):

Počátek souřadnicového systému: $x = 0,185 \text{ m}$

$y = 0,185 \text{ m}$

Rozměry konstrukce: $a = 0,250 \text{ m}$

$b = 0,250 \text{ m}$



Obr. 30.: Srovnání grafů průběhu napětí pod charakteristickým bodem desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001 (od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem

Výpočet sedání podloží a hloubky deformační zóny:

Sednutí podloží (počítáno do hloubky deformační zóny z_z):

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i = \underline{\underline{5,350}} \text{ mm}$$

Hloubka deformační zóny:

$$\sigma_z - m_i \cdot \sigma_{or,i} = 0 \Rightarrow z_z = \underline{\underline{1,273}} \text{ m}$$

Výpočet sedání a deformační zóny pod středem základu:

Pro výpočty pod středem základu byly použity stejné vztahy jako pro výpočty pod rohem základu, s tím, že byl počátek souřadnicového systému uvažován ve středu desky a její plocha byla rozdělena na čtyři shodné části, jejichž rohy mají společný bod ve středu desky. V případě výpočtů podle ČSN 73 1001 [53] vznikne průběh napětí pod základovou spárou pod středem součtem všech čtyř dílčích částí.

Výpočet průběhu napětí pod základovou spárou:

podle vzorce z ČSN 73 1001 (Steinbrenner) (52):

Rozměry konstrukce: $l = 0,25 \text{ m}$

$b = 0,25 \text{ m}$

podle vzorce odvozeného V. G. Korotkinem (61):

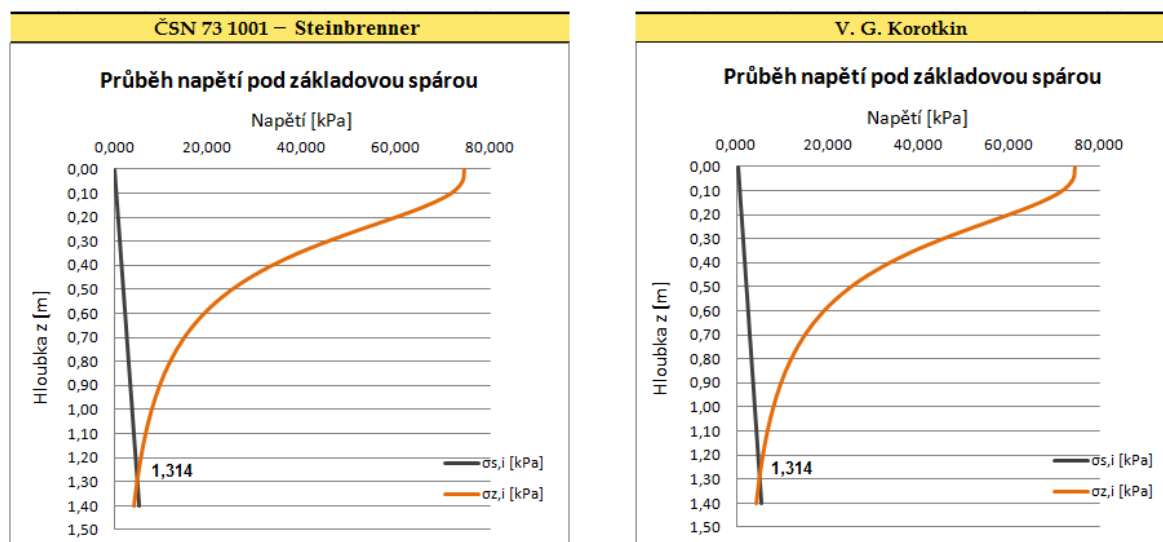
Počátek souřadnicového systému: $x = 0,0 \text{ m}$

$y = 0,0 \text{ m}$

Rozměry konstrukce:

$a = 0,25 \text{ m}$

$b = 0,25 \text{ m}$



Obr. 31.: Srovnání grafů průběhu napětí pod středem desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001 (od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem

Výpočet sedání podloží a hloubky deformační zóny:

Sednutí podloží (počítáno do hloubky deformační zóny z_z):

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i = \underline{\underline{7,612}} \text{ mm}$$

Hloubka deformační zóny:

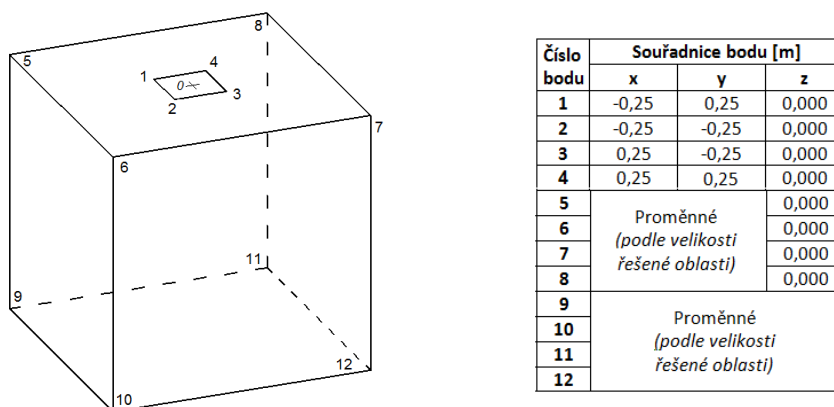
$$\sigma_z - m_i \cdot \sigma_{or,i} = 0 \Rightarrow z_z = \underline{\underline{1,314}} \text{ m}$$

Na Obr. 28, Obr. 30 a Obr. 31 jsou průběhy napětí pod základovou spárou vypočtené s použitím obou vzorců odvozených Steinbrennerem (52) a Korotkinem (61). Jejich vzájemným porovnáním bylo dokázáno, že oba vzorce poskytují shodné výsledky.

8.1.2 Tvorba interakčního modelu v programovém systému ANSYS

Výpočtový model byl tvořen s využitím prvku SHELL 181 pro desku z prostého betonu a prvku SOLID 45 pro model podloží. Plošnému prvku SHELL 181 byla navíc definována tloušťka desky, která je 48 mm. Materiálem číslo 1 byl označen beton s modulem pružnosti $E = 36,3$ GPa a Poissonovým součinitelem $\nu = 0,2$. Zemina byla označena jako materiál číslo 2 a její Poissonův součinitel $\nu = 0,35$, deformační modul $E_{def} = 2,65$ MPa. Při řešení úlohy byla zanedbávána vlastní tíha zemního masivu i betonové desky.

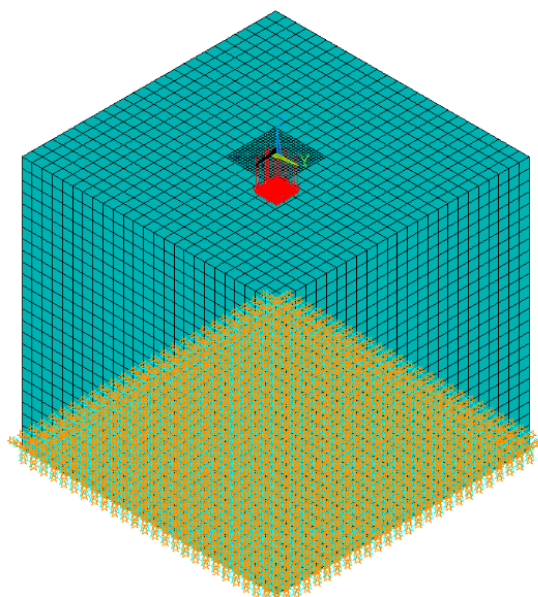
Geometrie konstrukce byla zadávána souřadnicemi klíčových bodů (Obr. 32). Klíčové body byly spojovány liniemi a následně byly tvořeny plochy a objemy s přiřazenými prvky a definovanými materiálovými charakteristikami.



Obr. 32.: Souřadnice klíčových bodů modelu desky z prostého betonu

Velikost prvků konečnoprvkové sítě plochy desky byla 0,025 x 0,025 m a jednalo se o třístranné nebo čtyřstranné prvky. Prostorový model podloží tvořily konečné prvky čtyřstěnné nebo šestistěnné o velikosti 0,10 x 0,10 x 0,10 m (Obr. 33).

Silové zatížení o hodnotě 18 640 N působící centricky na ploše 100 x 100 m bylo namodelováno v jednotlivých uzlech vytvořené sítě a rozpočítáno podle počtu uzlů zatěžované plochy (Obr. 33).



Obr. 33.: 3D model v programu ANSYS; deska z prostého betonu na podloží

Okrajové podmínky modelu jsou zpracovány ve čtyřech variantách, které jsou následně vzájemně porovnávány z hlediska vlivu okrajových podmínek na výsledky analýzy interakce betonové desky s podložím. (Obr. 34)

Pro vzájemné spolupůsobení desky a podloží bylo nutné vytvořit kontakt. Při tvorbě kontaktního páru, a výběru cílové a kontaktní plochy, bylo při modelování využito tzv. průvodce kontaktních úloh. Po provedení výpočtu se nechaly vykreslit celkové deformace, průběhy kontaktního napětí a průběhy vnitřních sil. Pro srovnávání a lepší interpretaci výsledků jsou jednotlivé veličiny vykresleny také v řezech. Tento vytvořený prostorový numerický model a vliv jeho parametrů na deformace vzniklé při řešení interakce základové konstrukce s podložím byl již publikován, viz [10].

8.1.2.1 Parametrická studie

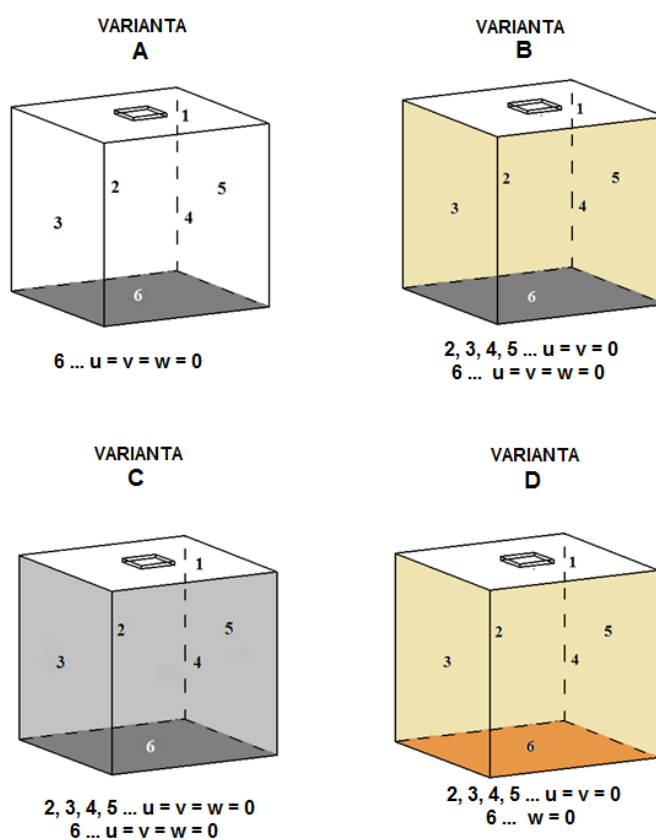
Parametry, které mají při řešení trojrozměrné prostorové úlohy výrazný vliv na výsledné deformace, jsou velikost modelované oblasti představující podloží a okrajové podmínky.

Hlediska vzájemného porovnávání různých variant modelů:

- vliv zvolených okrajových podmínek na deformace (varianty A, B, C, D)
- závislost deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží
- závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží
- vliv velikosti prostorového modelu podloží na deformace

a) Vliv zvolených okrajových podmínek na deformace (varianty A, B, C, D)

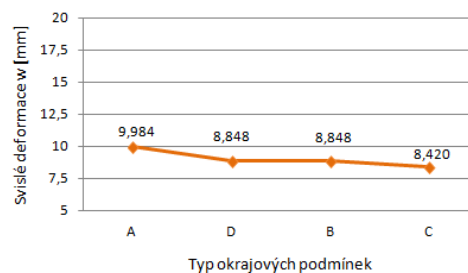
Čtyři varianty okrajových podmínek, u nichž je sledován vliv na deformace získané analýzou interakce betonové desky s podložím, jsou znázorněné na Obr. 34.



Obr. 34.: Varianty okrajových podmínek; deska z prostého betonu na podloží

Při tomto srovnání je pro všechny typy okrajových podmínek zachována stejná velikost modelu podloží. Jako první proběhlo srovnávání na modelu podloží o rozměrech 2,5 x 2,5 x 2,5 m. V následující tabulce a grafu jsou patrné rozdíly vypočítaných svislých deformací pro jednotlivé typy okrajových podmínek (Obr. 35).

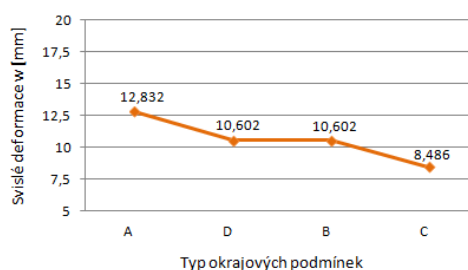
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 2,5	A	0,1 x 0,1 x 0,1	9,984
2,5 x 2,5 x 2,5	B		8,848
2,5 x 2,5 x 2,5	C		8,420
2,5 x 2,5 x 2,5	D		8,848



Obr. 35.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 2,5 x 2,5 x 2,5 m; deska z prostého betonu

Pro model podloží o rozměrech 2,5 x 2,5 x 5,0 m jsou rozdíly vypočítaných svislých deformací v závislosti na typu okrajových podmínek znázorněny na Obr. 36.

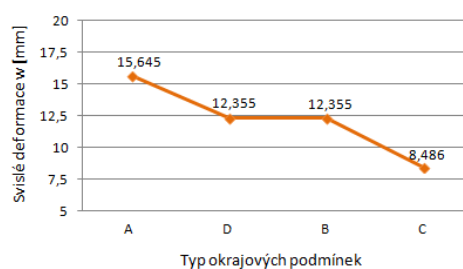
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 5	A	0,1 x 0,1 x 0,1	12,832
2,5 x 2,5 x 5	B		10,602
2,5 x 2,5 x 5	C		8,486
2,5 x 2,5 x 5	D		10,602



Obr. 36.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 2,5 x 2,5 x 5,0 m; deska z prostého betonu

Pro model podloží o rozměrech 2,5 x 2,5 x 7,5 m jsou rozdíly vypočítaných svislých deformací v závislosti na typu okrajových podmínek znázorněny na Obr. 37.

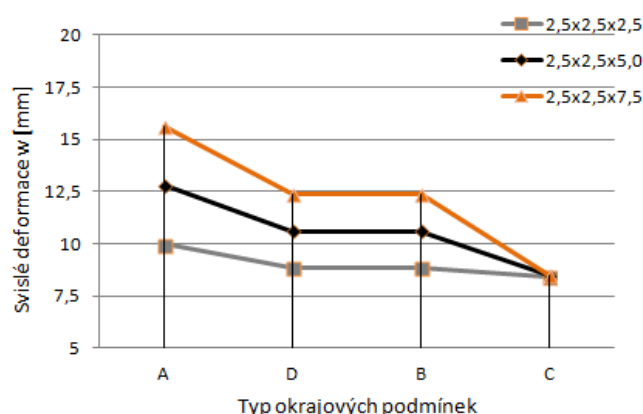
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 7,5	A	0,1 x 0,1 x 0,1	15,645
2,5 x 2,5 x 7,5	B		12,355
2,5 x 2,5 x 7,5	C		8,486
2,5 x 2,5 x 7,5	D		12,355



Obr. 37.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 2,5 x 2,5 x 7,5 m; deska z prostého betonu

Na grafu 1, kde jsou vykresleny všechny předchozí grafy společně, lze sledovat vliv a význam zvolených okrajových podmínek v souvislosti s výslednými svislými deformacemi. Lze pozorovat, jak u jednotlivých typů okrajových podmínek rostou deformace s narůstající hloubkou. Podle počátečního předpokladu vznikají největší svislé

deformace u varianty A, u které se mohou obvodové stěny modelované oblasti volně přetvářet. Jsou tedy povoleny posuny uzlů ve všech třech směrech, tj. ve směru osy x , y , z . U variant B a D je bráněno horizontálním deformacím obvodových stěn podloží, což se ale také projeví na svislých deformacích, které jsou ve srovnání s variantou A menší. Nejmenší svislé deformace vznikají u varianty C, u které je okrajovými podmínkami bráněno všem posunům uzlů obvodových stěn reprezentujících podloží. Navíc jsou u této varianty okrajové podmínky obvodových stěn podloží tak významné, že deformace téměř nezávisí na hloubce.



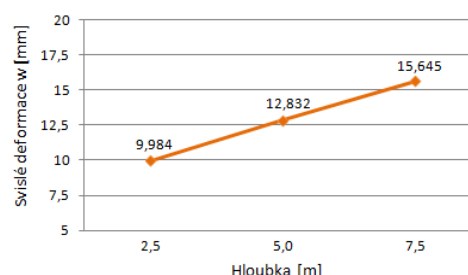
Graf 1: Závislost svislých deformací betonové desky na zvolených okrajových podmínkách

b) Závislost deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží

V této kapitole je sledována závislost deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží při zachování stejné půdorysné plochy podloží, která je 2,5 x 2,5 m. Hloubka narůstá vždy o 2,5 m, aby bylo možné přesněji sledovat, zda je s tímto přírůstkem úměrný také vliv na rostoucí deformace.

V tabulce a grafu (Obr. 38) je patrný nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty A. S lineárně rostoucí hloubkou rostou i deformace lineárně.

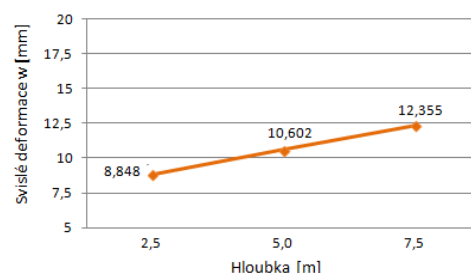
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 2,5	A	0,1 x 0,1 x 0,1	9,984
2,5 x 2,5 x 5,0			12,832
2,5 x 2,5 x 7,5			15,645



Obr. 38.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu A; deska z prostého betonu

V tabulce a grafu (Obr. 39) je patrný nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty B.

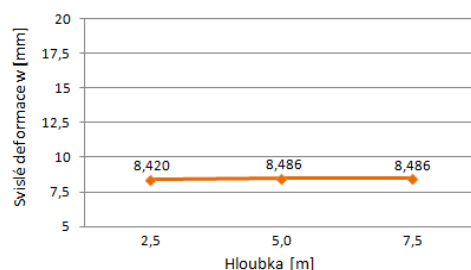
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 2,5	B	0,1 x 0,1 x 0,1	8,848
2,5 x 2,5 x 5,5			10,602
2,5 x 2,5 x 7,5			12,355



Obr. 39.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu B; deska z prostého betonu

V tabulce a grafu (Obr. 40) je patrný nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty C. U této varianty okrajových podmínek lze sledovat, že pro půdorysnou velikost podloží 2,5 x 2,5 m téměř nezáleží na jeho hloubce, protože nárůstu deformací podloží zabraňují podpory na svislých stěnách řešené oblasti. Důkazem toho je, že pro hloubku 5,5 m a 7,5 m vychází stejná hodnota svislé deformace $w = 8,486$ mm. V případě, kdy je hloubka 2,5 m se projeví i podpory v uzlech podstavy, protože svislá deformace je nepatrně menší a činí 8,420 mm.

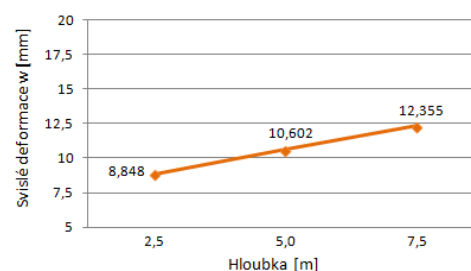
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 2,5	C	0,1 x 0,1 x 0,1	8,420
2,5 x 2,5 x 5,0			8,486
2,5 x 2,5 x 7,5			8,486



Obr. 40.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu C; deska z prostého betonu

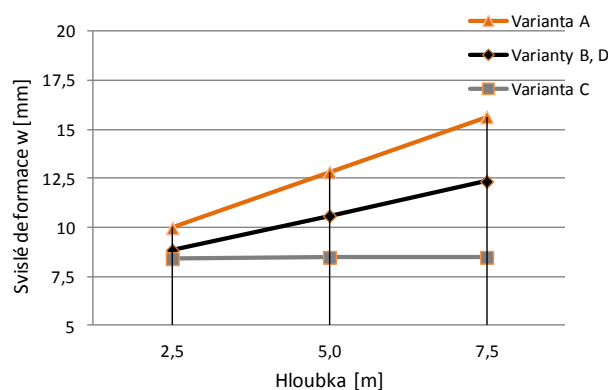
V tabulce a grafu (Obr. 41) lze pozorovat nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty D.

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,5 x 2,5 x 2,5	D	0,1 x 0,1 x 0,1	8,848
2,5 x 2,5 x 5,0			10,602
2,5 x 2,5 x 7,5			12,355



Obr. 41.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu D; deska z prostého betonu

Z grafu 2 je zřejmé, že čím je větší hloubka modelovaného podloží, tím je větší rozdíl mezi deformacemi vypočtenými pro jednotlivé varianty okrajových podmínek. S rostoucí hloubkou modelu podloží se tedy volba okrajových podmínek stává rozhodujícím kritériem ovlivňujícím výsledné svislé deformace.



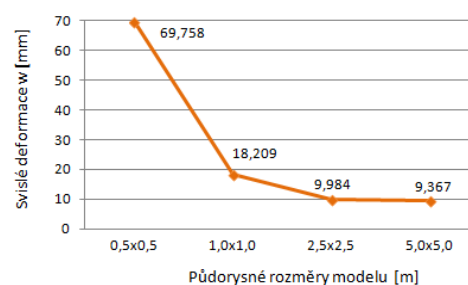
Graf 2: Závislost svislých deformací betonové desky na proměnné hloubce podloží

c) Závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží

Dalším sledovaným hlediskem je závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy namodelovaného podloží, když je zachována stejná hloubka 2,5 m.

Zmíněná závislost pro variantu okrajových podmínek A je patrná v tabulce a grafu na Obr. 42. Je-li půdorysná velikost podloží shodná s rozměry betonové desky, je zcela zanedbán vliv okolního prostředí. Obvodovým stěnám řešené oblasti nejsou předepsány žádné okrajové podmínky, takže se mohou volně deformovat a výsledná hodnota svislé deformace je lineárně závislá na hloubce podloží. V tomto případě, kdy jsou rozměry modelu podloží 0,5 x 0,5 x 2,5 m je svislá deformace 69,758 mm. Zvětšují-li se půdorysné rozměry modelu, zvětšuje se i vliv okolního prostředí a deformace se zmenšují.

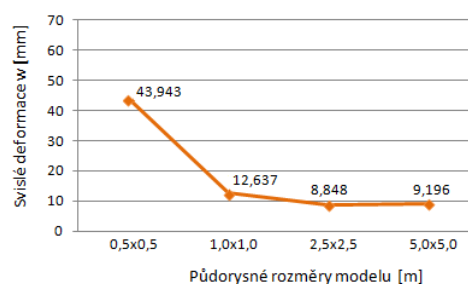
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvků sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
0,5 x 0,5 x 2,5	A	0,1 x 0,1 x 0,1	69,758
1,0 x 1,0 x 2,5			18,209
2,5 x 2,5 x 2,5			9,984
5,0 x 5,0 x 2,5			9,367



Obr. 42.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu A; deska z prostého betonu

Pro variantu okrajových podmínek B je v případě velikosti modelu 0,5 x 0,5 x 2,5 m patrný vliv okrajových podmínek, které brání vodorovným deformacím obvodových stěn podloží. V tomto případě už pro okrajové podmínky B neplatí lineární závislost mezi deformacemi a hloubkou. Další hodnoty pro variantu B lze pozorovat v tabulce a grafu na Obr. 43.

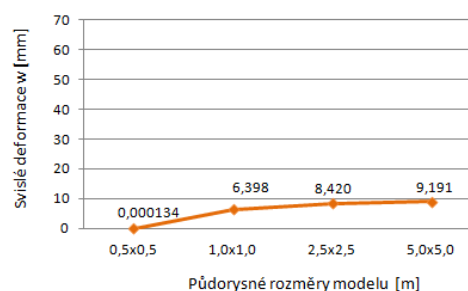
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
0,5 x 0,5 x 2,5	B	0,1 x 0,1 x 0,1	43,943
1,0 x 1,0 x 2,5			12,637
2,5 x 2,5 x 2,5			8,848
5,0 x 5,0 x 2,5			9,196



Obr. 43.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu B; deska z prostého betonu

Okrajové podmínky varianty C jsou v případě podloží o velikosti 0,5 x 0,5 x 2,5 m natolik významné, že se podloží téměř nedeformuje, protože okrajové podmínky zabraňují deformacím podloží v horizontálním i vertikálním směru. Čím jsou půdorysné rozměry modelu větší, tím jsou větší také deformace (Obr. 44).

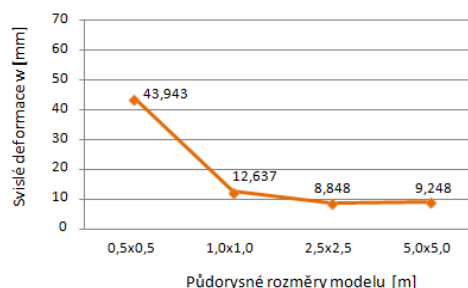
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
0,5 x 0,5 x 2,5	C	0,1 x 0,1 x 0,1	0,000134
1,0 x 1,0 x 2,5			6,398
2,5 x 2,5 x 2,5			8,420
5,0 x 5,0 x 2,5			9,191



Obr. 44.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu C; deska z prostého betonu

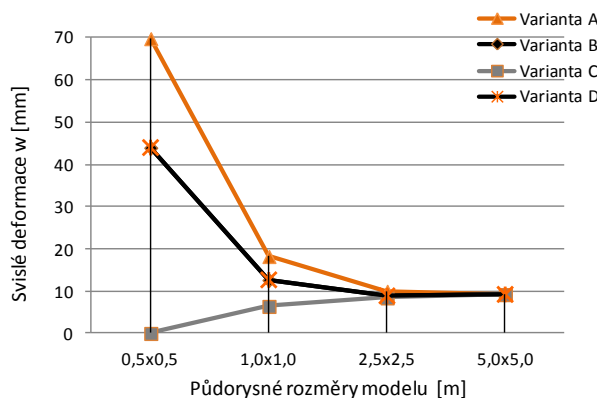
Pro variantu okrajových podmínek D je závislost deformací na velikosti půdorysné plochy modelu patrná v tabulce a grafu na Obr. 45.

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
0,5 x 0,5 x 2,5	D	0,1 x 0,1 x 0,1	43,943
1,0 x 1,0 x 2,5			12,637
2,5 x 2,5 x 2,5			8,848
5,0 x 5,0 x 2,5			9,248



Obr. 45.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu D; deska z prostého betonu

Ze závislosti deformací na proměnných rozměrech půdorysné plochy podloží je důležitým poznatkem, že pro všechny varianty vliv okrajových podmínek slábne se zvětšující se půdorysnou plochou podloží. Z grafu 3 lze vyvodit závěr, že při dostatečné velikosti půdorysných rozměrů modelu podloží nezáleží na volbě okrajových podmínek.



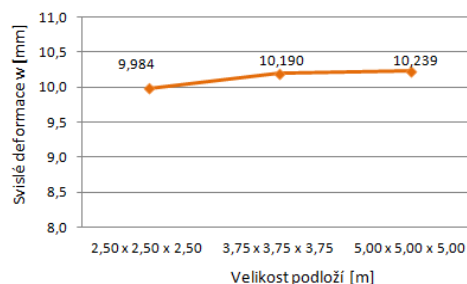
Graf 3: Závislost svislých deformací betonové desky na proměnné velikosti půdorysné plochy podloží

d) Vliv velikosti prostorového modelu podloží na deformace:

Velikost modelované oblasti byla zvětšována ve směru osy x , y i z se stejným nárůstem. Aby byl vliv takto zvětšujícího se modelu podloží dobře sledovatelný, byl zachován poměr mezi jednotlivými velikostmi podloží. Velikost prvků konečnoprvkové sítě byla ve všech modelech stejná. V následujících grafech a tabulkách lze sledovat současně vliv půdorysných rozměrů i hloubky podloží.

Pro variantu A měly deformace tendenci narůstat s rostoucí hloubkou, zatímco se zvětšujícím se půdorysným rozměrem podloží deformace klesaly. Z tabulky a grafu na Obr. 46 je patrné, že pro tuto variantu má převládající vliv hloubka řešené oblasti.

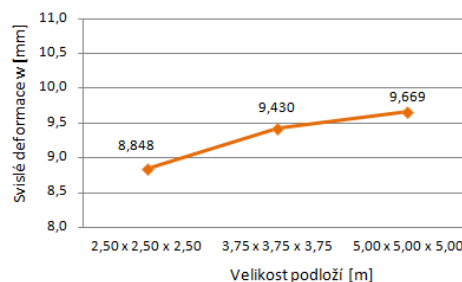
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,50 x 2,50 x 2,50	A	0,1 x 0,1 x 0,1	9,984
3,75 x 3,75 x 3,75			10,19
5,00 x 5,00 x 5,00			10,239



Obr. 46.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu A; deska z prostého betonu

Také u varianty B má hloubka oblasti významnější vliv na svislé deformace než její půdorysné rozměry (Obr. 47).

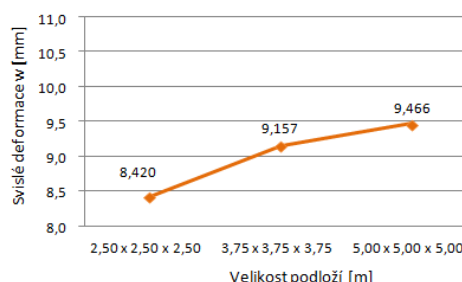
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,50 x 2,50 x 2,50	B	0,1 x 0,1 x 0,1	8,848
3,75 x 3,75 x 3,75			9,430
5,00 x 5,00 x 5,00			9,669



Obr. 47.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu B; deska z prostého betonu

Okrajové podmínky varianty C zapříčinily, že hloubka modelovaného podloží téměř neovlivňuje vznikající deformace. Vzhledem k tomu, že rostoucí velikost půdorysných rozměrů oblasti vyvolala nárůst deformací, lze z grafu a tabulky na Obr. 48 usoudit, že v této variantě má na průběh deformací zásadní vliv právě půdorysná plocha, resp. okrajové podmínky definované na obvodových stěnách řešené oblasti.

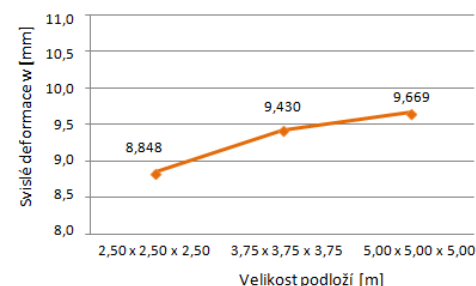
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,50 x 2,50 x 2,50	C	0,1 x 0,1 x 0,1	8,420
3,75 x 3,75 x 3,75			9,157
5,00 x 5,00 x 5,00			9,466



Obr. 48.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu C; deska z prostého betonu

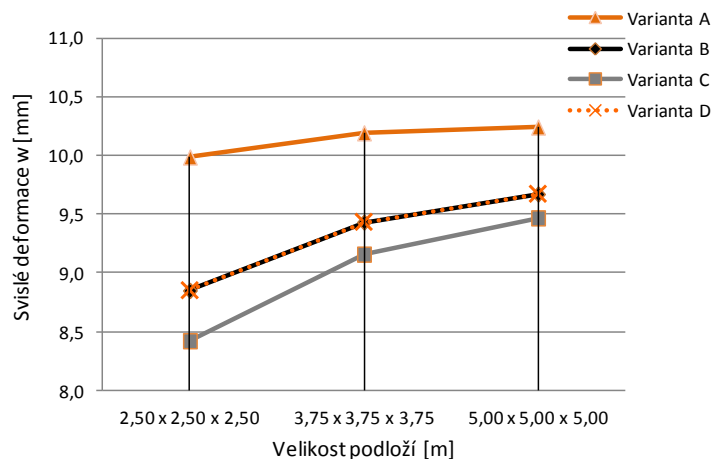
Stejně jak tomu bylo u varianty A a B má hloubka oblasti významnější vliv na svislé deformace než její půdorysné rozměry i pro variantu D. (Obr. 49)

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
2,50 x 2,50 x 2,50	D	0,1 x 0,1 x 0,1	8,848
3,75 x 3,75 x 3,75			9,430
5,00 x 5,00 x 5,00			9,669



Obr. 49.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu D; deska z prostého betonu

Ze společného grafu všech variant okrajových podmínek vyplývá, že čím je větší řešená oblast, tím jsou větší také deformace. Podle grafu 4 to platí bez ohledu na to, zda tento nárůst deformací ovlivňuje převážně hloubka nebo půdorysné rozměry.

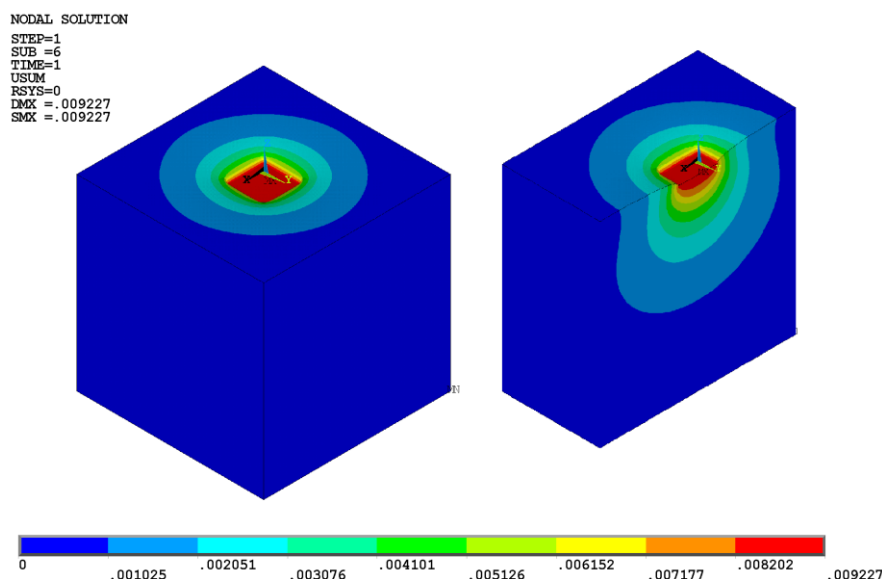


Graf 4: Závislost svislých deformací betonové desky na proměnné velikosti prostorového modelu podloží

V souvislosti s řešením interakce mezi deskou z prostého betonu a podložím bylo v programu ANSYS vytvořeno 168 různých modelů. Tyto modely se lišily okrajovými podmínkami, velikostí řešené oblasti, velikostí konečnoprvkové sítě či použitím lineárního a nelineárního materiálového modelu.

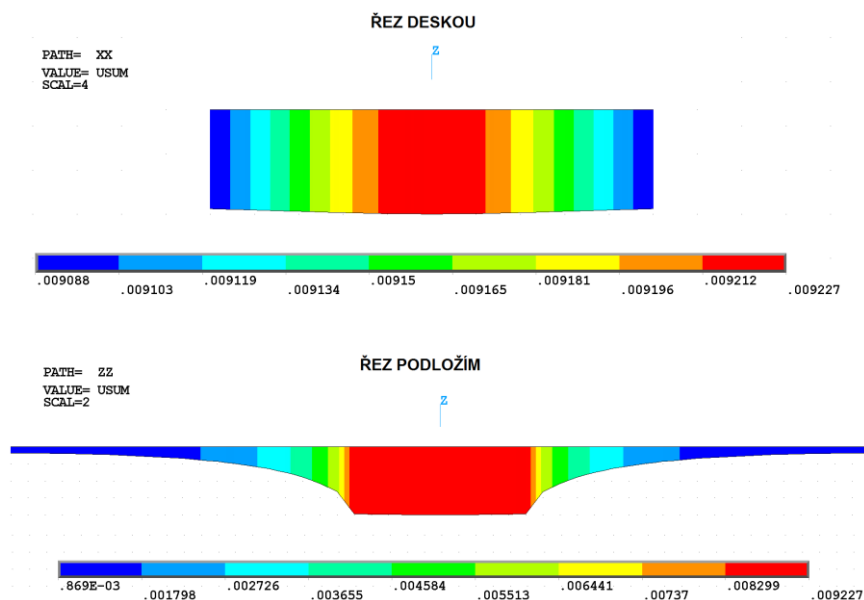
8.1.2.2 Výsledná napjatost a deformace desky

Výsledky a výstupy pro rozměry podloží 2,5 x 2,5 x 2,5 m, velikost sítě 0,05 x 0,05 x 0,05 m a okrajové podmínky varianty D, jsou uvedeny na následujících obrázcích. Na Obr. 50 jsou vykresleny celkové deformace, ze kterých je patrný vliv okrajových podmínek, které zabraňují horizontálním posunům obvodových stěn modelu a vertikálním posunům podstavy.



Obr. 50.: Model ANSYS: Celkové deformace, vertikální řez podloží [m]; deska z prostého betonu

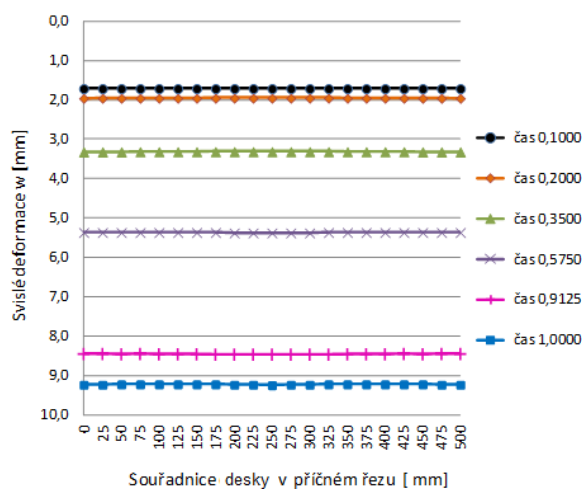
Na Obr. 51 jsou zachyceny celkové deformace v horizontálním řezu deskou a podloží, kde je patrné, že deformace desky a podloží pod ní se shodují. U obou je maximální hodnota svislé deformace 9,227 mm. Zobrazení deformací v řezu deskou je zvětšeno tak, aby byl patrný tvar deformované betonové desky.



Obr. 51.: Model ANSYS: Celkové deformace v horizontálním řezu středem desky a podloží [m]; deska z prostého betonu

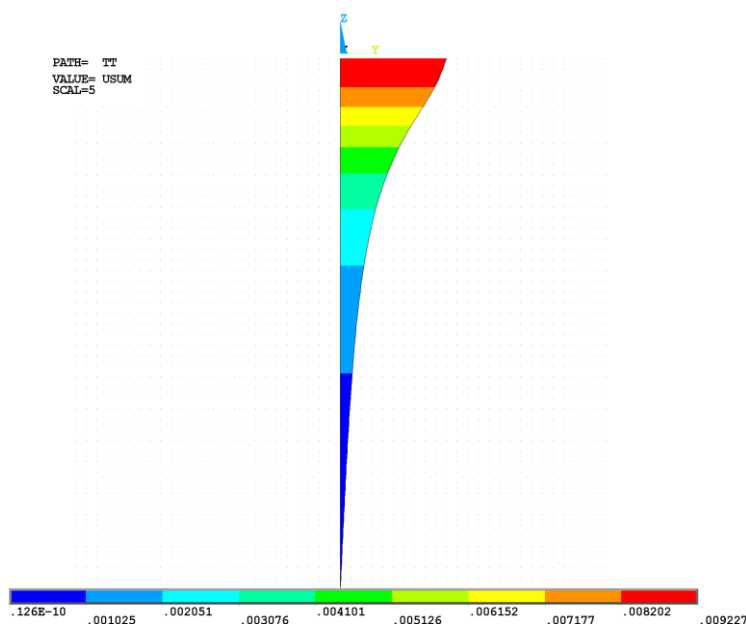
Graf 5 zachycuje, jak se deformace mění v průběhu iteračního výpočetního procesu prostřednictvím sledování relativního času výpočtu. Konečným deformacím přísluší čas

1,000. Programový systém ANSYS umožňuje vykreslovat výsledné deformace v několika časových úsecích probíhajícího výpočtu.



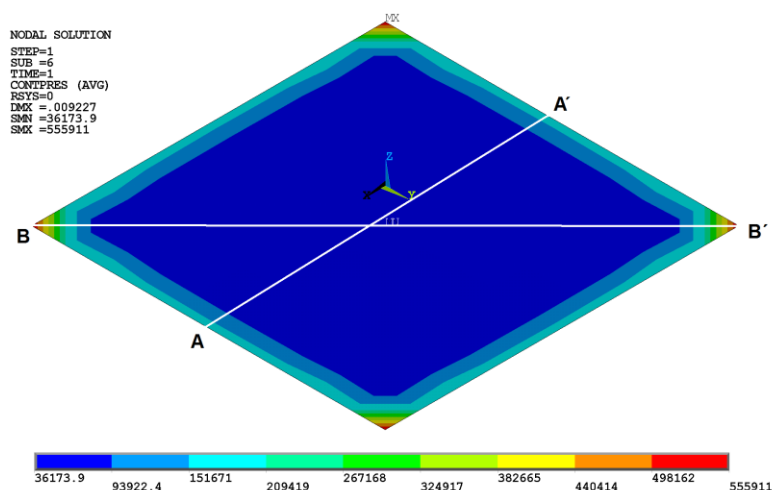
Graf 5: Svislé deformace v průběhu iteračního výpočetního procesu

Na Obr. 52 je vykreslen průběh celkové deformace ve vertikálním řezu podloží.

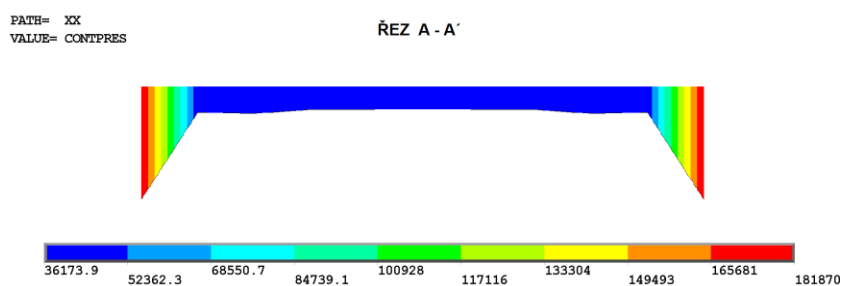


Obr. 52.: Model ANSYS: Průběh deformace do hloubky podloží, vertikální řez vedený středem podloží [m]; deska z prostého betonu

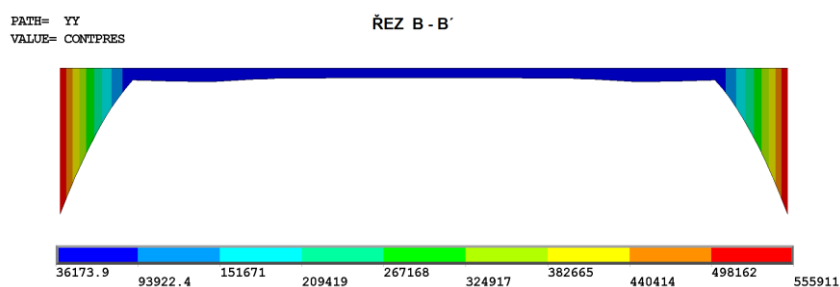
Rozdělení kontaktního napětí je zaznamenáno na Obr. 53 až 55. Podle předpokladu dochází ke koncentraci kontaktního napětí po obvodu betonové desky a v jejich rozích, kde napětí prudce narůstá. To je možné sledovat také v příčném a šikmém řezu betonovou deskou. Špičky představující rostoucí kontaktní napětí lze v programu ANSYS omezit.



Obr. 53.: Model ANSYS: Kontaktní napětí a vyznačení řezů [Pa]; deska z prostého betonu

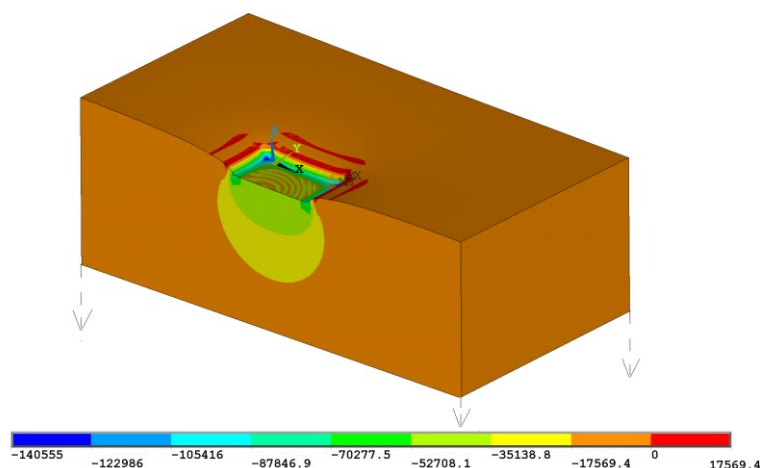


Obr. 54.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – příčný řez A – A' [Pa]; deska z prostého betonu



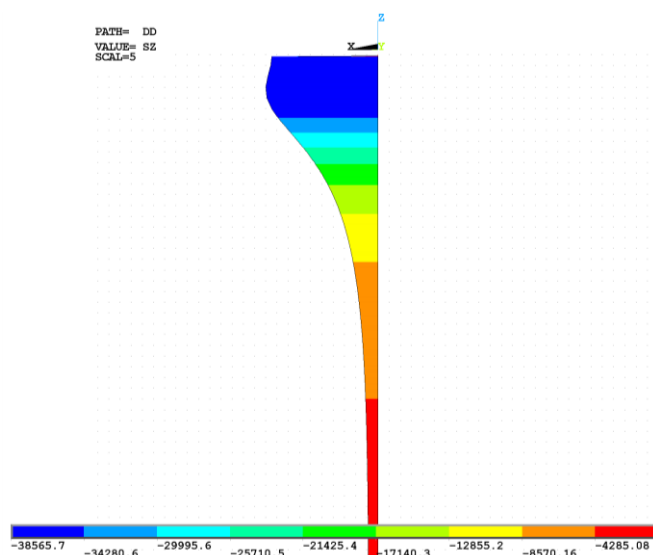
Obr. 55.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – šikmý řez B – B' [Pa]; deska z prostého betonu

Svislá složka napětí σ_z v podloží je vykreslena na Obr. 56. Červeně zbarvené oblasti znázorňují tahová napětí zeminy v místě poklesové kotliny.



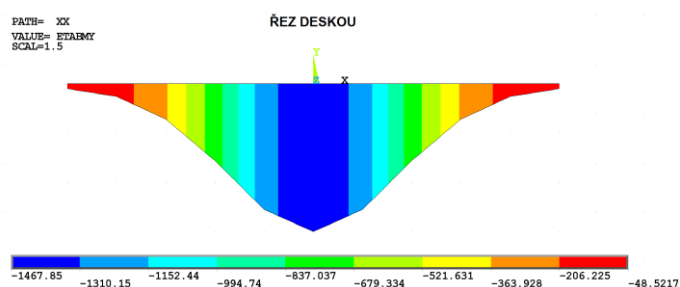
Obr. 56.: Model ANSYS: Průběh napětí σ_z – vertikální řez [Pa]; deska z prostého betonu

Průběh σ_z v závislosti na rostoucí hloubce je znázorněn ve vertikálním řezu vedeným středem podloží od horního povrchu k dolnímu (Obr. 57).



Obr. 57.: Model ANSYS: Průběh napětí σ_z – vertikální řez vedený středem podloží od horního povrchu k dolnímu [Pa]; deska z prostého betonu

Průběh měrných ohybových momentů v příčném řezu středem desky je vykreslen na Obr. 58 a jeho maximální hodnota je -1,467 kNm/m.



Obr. 58.: Model ANSYS: Průběh měrných ohybových momentů [Nm/m]; deska z prostého betonu

8.1.2.3 Porovnání vypočítaných deformací s výsledky stanovenými jinými metodami

Výsledné deformace získané analýzou v programovém systému ANSYS byly porovnány s deformacemi vypočítanými dle Hookova zákona. S využitím Hookova zákona byla odvozena závislost mezi svislými deformacemi w a hloubkou podloží h (64), (65), (66).

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad (64)$$

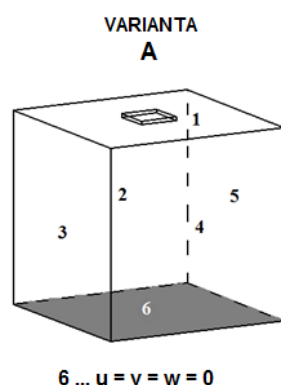
$$\varepsilon_z = \frac{w}{h} \quad (65)$$

$$w = \frac{\sigma_z}{E} h \quad (66)$$

kde

ε_z	poměrné přetvoření
σ_z	svislá složka napětí
E	modul pružnosti v tlaku
w	svislé deformace
h	hloubka podloží

V modelu byly pro toto srovnání provedeny změny související se zatížením. Zatížení bylo rozloženo do všech uzlů plochy betonové desky, takže působí na ploše 500 x 500 mm. Z hlediska okrajových podmínek byla použita varianta A (Obr. 59).

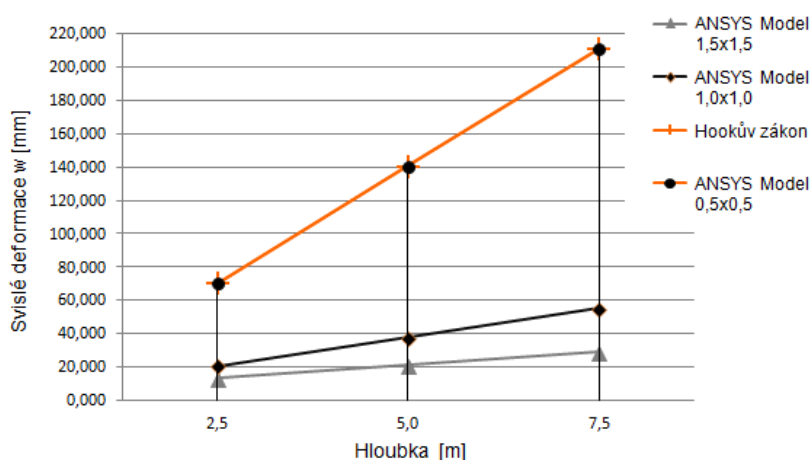


Obr. 59.: Model ANSYS: Okrajové podmínky varianty A; deska z prostého betonu

Hodnoty deformací vypočítaných z Hookova zákona a získaných analýzou modelu vytvořeného v programu ANSYS se shodovaly pro takové půdorysné rozměry podloží,

které byly totožné s velikostí desky. V takovém případě je totiž vliv okolní zeminy zanedbán a svislé deformace se mění ve stejném poměru jako hloubka oblasti. Se zvětšující se půdorysnou plochou, a tedy rostoucím vlivem okolní zeminy, není zachován poměr nárůstu hloubky a deformací. Při tvorbě modelu v programu ANSYS byla použita síť o velikosti prvku 0,1 x 0,1 x 0,1 m.

V grafu 6 vytvořeného z hodnot v Tab. 5 je patrné, že čím je půdorysná plocha řešené oblasti větší, tím je při rostoucí hloubce pomalejší nárůst deformací.



Graf 6: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace; deska z prostého betonu

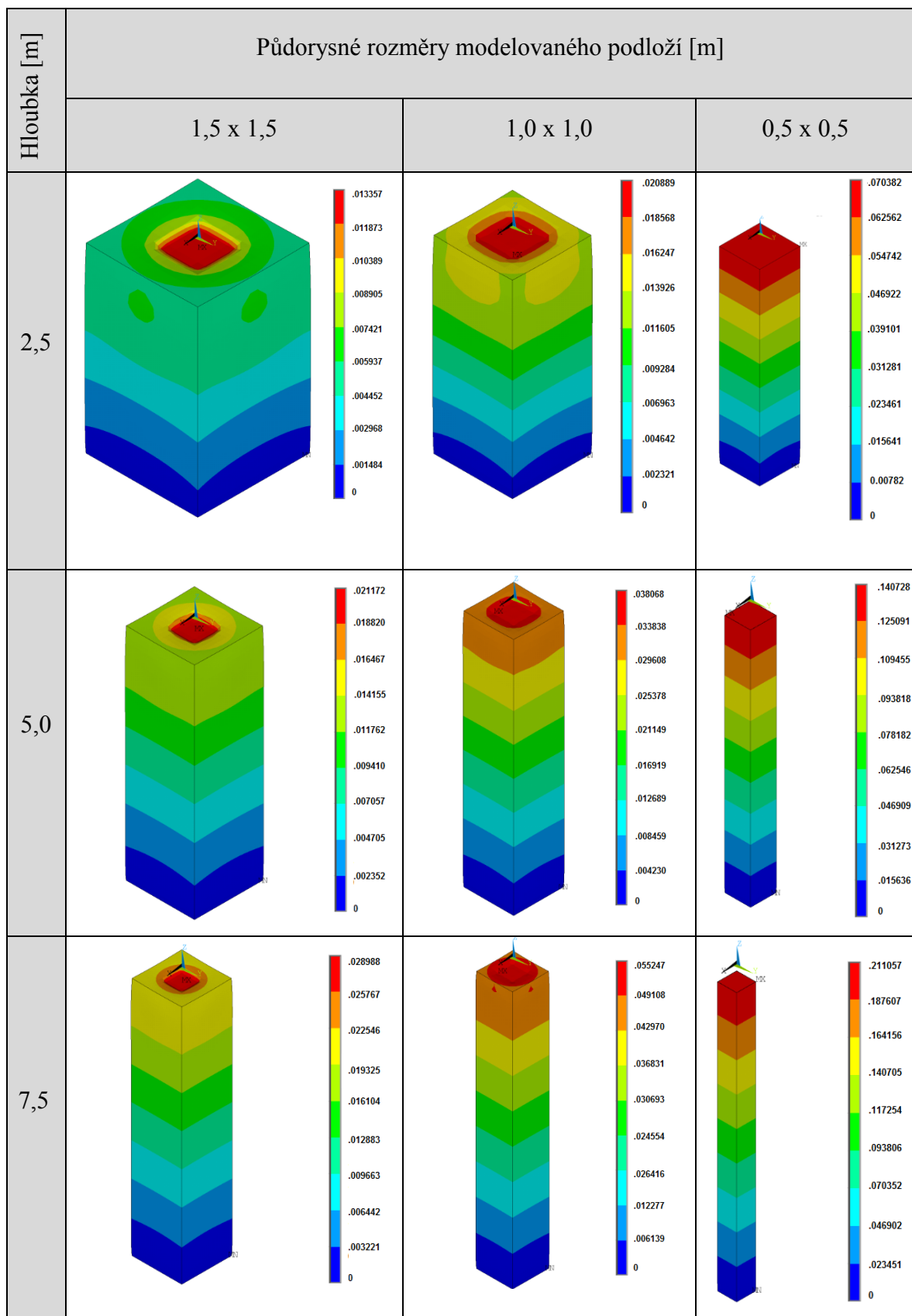
Tab. 5: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace; deska z prostého betonu

Hloubka podloží h [m]	Vypočítané svislé deformace w [mm]			
	Půdorysné rozměry modelu v programu ANSYS [m]			Hookův zákon
	1,5 x 1,5	1,0 x 1,0	0,5 x 0,5	
2,5	13,357	20,889	70,386	70,340
5,0	21,172	38,086	140,728	140,679
7,5	28,988	55,247	211,057	211,019

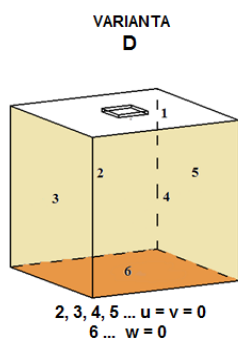
V Tab. 6 jsou vykresleny deformace pro různé velikosti řešené oblasti a je možné sledovat, jak se svislé deformace mění v závislosti na půdorysných rozměrech podloží.

V pravém sloupci Tab. 6 byla dosažena shoda deformací stanovených výpočtem dle Hookova zákona a analýzou 3D modelu.

Tab. 6: Model ANSYS: Závislost deformací na půdorysných rozměrech modelovaného podloží a jeho hloubce; deska z prostého betonu

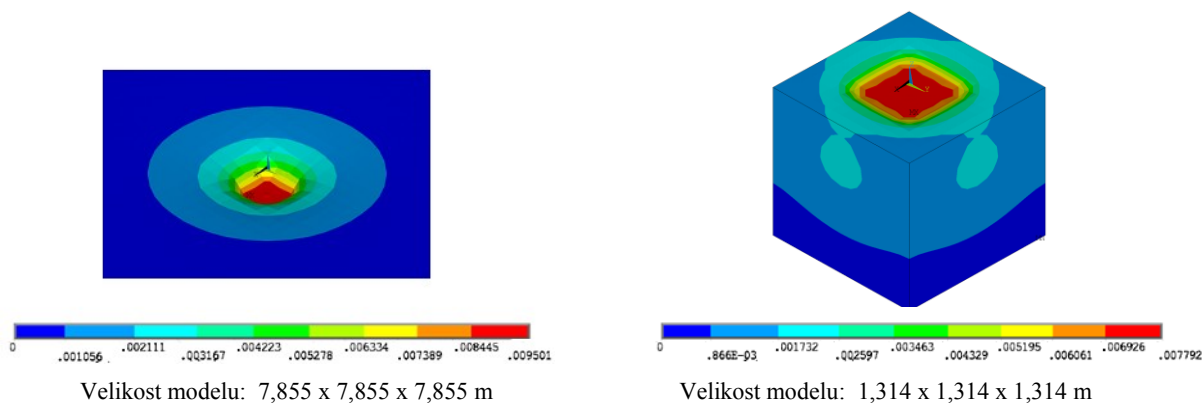


Výsledné deformace získané analýzou v programu ANSYS je možné srovnat s postupem stanoveným v ČSN 73 1001 [53] založeným na teorii modifikovaného pružného poloprostoru, kde je konečné sednutí základové půdy závislé na opravném součiniteli m ovlivňujícím strukturní pevnost zeminy. Ten je stanoven normou [55] na $m = 0,2$. Čím je menší, tím více se deformační chování zeminy blíží chování lineárně pružné hmoty. V programu ANSYS je namodelované podloží považováno za lineárně pružnou, homogenní a izotropní hmotu. Pro účely srovnání 3D modelu a teorie pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti zeminy byla ve výpočtu použita hodnota $m = 0,001$. Na základě získané hloubky deformační zóny byly stanoveny rozměry řešené oblasti, která byla vytvořena jako krychle o rozměrech hloubky deformační zóny. Okrajovými podmínkami bylo bráněno horizontálním posunům uzlů obvodových stěn podloží a vertikálním posunům uzlů podstavy řešené oblasti, což odpovídá variantě D.



Obr. 60.: Model ANSYS: Okrajové podmínky varianty D; deska z prostého betonu

Pro opravný součinitel $m = 0,001$ bylo konečné sedání určené normativním postupem $s = 9,480$ mm a hloubka deformační zóny $z_z = 7,855$ m. V 3D modelu o velikosti oblasti $7,855 \times 7,855 \times 7,855$ m byla výsledná hodnota svislé deformace 9,501 mm (Obr. 61). Přesnost výsledků je ovšem závislá na velikosti konečnoprvkové sítě.



Obr. 61.: Model ANSYS: Celkové deformace modelů podloží vytvořených na základě předem stanovené hloubky deformační zóny

Pro součinitel přetížení $m = 0,2$ předepsaný normou [55] bylo konečné sedání určené normativním postupem $s = 7,568$ mm a hloubka deformační zóny $z_z = 1,314$ m. V 3D modelu o velikosti oblasti $1,314 \times 1,314 \times 1,314$ m byla výsledná hodnota svislé deformace 7,792 mm (Obr. 61). I v tomto případě platí, že je přesnost výsledků závislá na velikosti konečnoprvkové sítě. Vlastnosti 3D modelu podloží odpovídají vlastnostem lineárně pružné hmoty. Jsou-li rozměry modelu vytvořené na základě předem známé deformační zóny, při jejímž výpočtu byl aplikován opravný součinitel přetížení m , je v takto vytvořeném 3D modelu nepřímo zohledněn odpor přítěžované zeminy proti přetvoření.

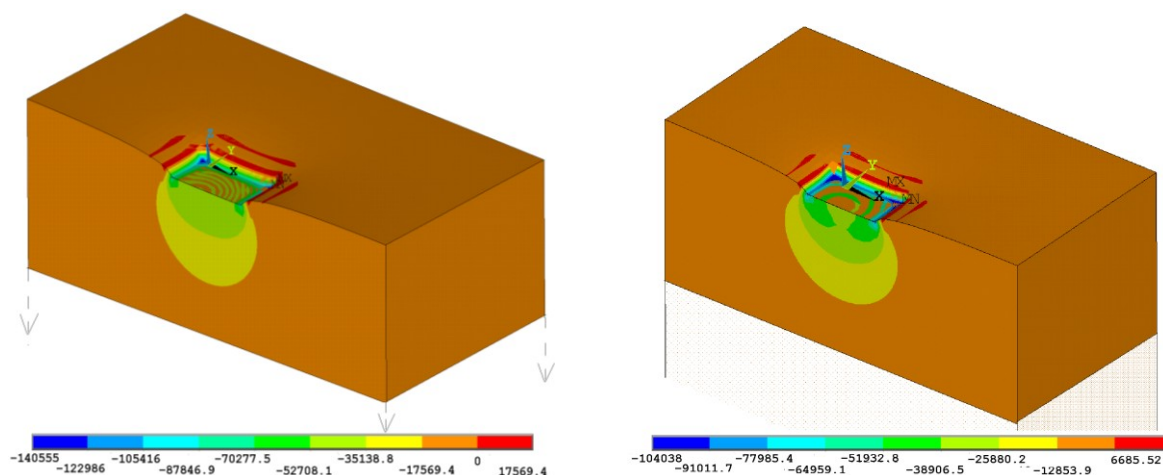
8.1.2.4 Nelineární analýza

V experimentu, kdy byla zkušebním vzorkem betonová dlaždice, bylo podloží tvořeno zemínou klasifikovanou jako F4 – jíl písčitý. Nelineární model je definován modulem pružnosti E , Poissonovým součinitelem ν , úhlem vnitřního tření φ [°], soudržností zeminy c [kPa] a úhlem dilatance ψ [°].

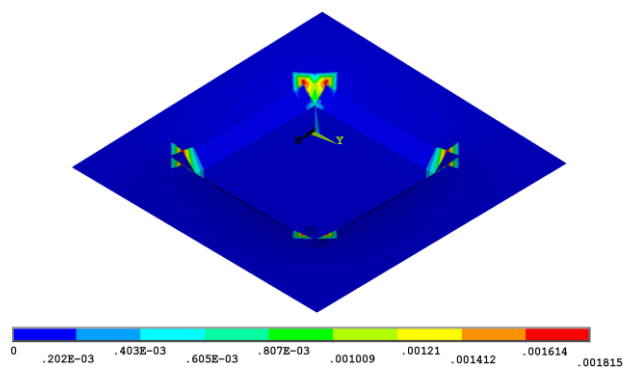
Úhel dilatance zohledňuje velikost plastické objemové expanze a pro jílovité zeminy platí, že vykazují malou míru dilatance $\psi \approx 0$ a tedy při smyku příliš nemění svůj objem. To platí i pro zeminy jejichž úhel dilatance je menší než úhel vnitřního tření. Do výpočtů byla definována soudržnost zeminy $c = 15$ kPa a úhel vnitřního tření $\varphi = 25^\circ$, což odpovídá charakteristikám zeminy zatříděné jako F4.

Pro model podloží velikosti $2,5 \times 2,5 \times 2,5$ m, jehož síť měla velikost $0,1 \times 0,1 \times 0,1$ m bylo zjištěno při srovnání výsledných deformací i napjatosti lineární a nelineární analýzy, že tahová napětí vznikající v zemině jsou v přípustných mezích. Ani při analýze nelineárního materiálového modelu nevznikaly plastické deformace a napětí. V reálných podmínkách je zemina schopná přenášet v menší míře i tahová napětí. S tímto předpokladem také koresponduje použitá podmínka plasticity, ve které je podle Obr. 22 možný vznik tahového napětí. Při vykreslení deformací a napjatosti nebyly mezi lineárním a nelineárním materiálovým modelem zjištěny žádné odchylky.

Když byla ve stejném modelu konečnoprvková síť zhuštěna na 0,05 x 0,05 x 0,05 m, extrémní hodnoty napětí v tlaku i tahu narostly téměř na dvojnásobek. V tomto případě došlo ke zplastizování (Obr. 63) a výsledky použitého lineárního a nelineárního materiálového modelu se lišily. Po zplastizování se snížila tahová napětí v zemině 17,569 kPa na 6,685 kPa a tlaková napětí z -140,555 kPa na -104,038 kPa (Obr. 62).



Obr. 62.: Model ANSYS: Srovnání napětí σ_z lineárního a nelineárního materiálového modelu; deska z prostého betonu

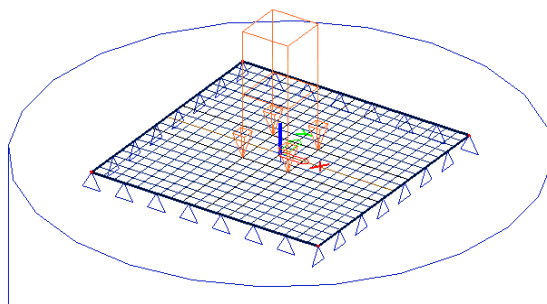


Obr. 63.: Model ANSYS: Plastické deformace; deska z prostého betonu

8.1.3 Tvorba výpočtového modelu v programu Scia Engineer

Betonová deska byla vytvořena jako plošná konstrukce z betonu třídy C45/55. Desce byla přiřazena tloušťka 48 mm. Pro síť o velikosti prvků 0,025 x 0,025 m bylo vygenerováno 441 uzlů. Úloha byla řešena na základě Mindlinovy teorie ohybu desek. Vytvořená deska

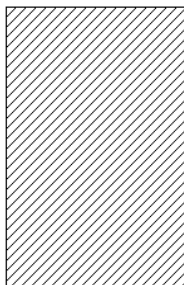
byla uprostřed zatížena na ploše 100 x 100 mm plošným rovnoměrným zatížením, jehož hodnota byla 1864 kN/m^2 . Při řešení úlohy je zanedbána vlastní tíha betonové desky.



Obr. 64.: Model desky z prostého betonu na podloží vytvořený v programu Scia Engineer

Vytvořením profilu vrtu byly charakterizovány geologické poměry zemního prostředí. Geologický profil byl vytvořen jednou vrstvou, jejíž tloušťka je 5,0 m. V této vrstvě jsou vlastnosti zemního prostředí definovány Poissonovým součinitelem, modulem přetvárnosti a objemovou tíhou. Hladina podzemní vody je záměrně zadána ve větší hloubce, než je tloušťka vrstvy. Hodnota opravného součinitele $m = 0,2$ je stanovena dle EC 7 [55].

Jméno	GP1
Hladina vody [m]	6,000
Vrstvy	
1	
Jméno vrstvy	1
Tloušťka [m]	5,000
Edef [MN/m ²]	2,6500e+00
Poisson	0,35
Obj. tíha suché zeminy [kN/m ³]	18,5
Obj. tíha mokré zeminy [kN/m ³]	22,0
m	0,2



Obr. 65.: Charakteristika vlastností zemního prostředí; deska z prostého betonu na podloží

Pro jednotlivé analýzy byly použity různé typy plošných podpor, jejichž výsledky byly vzájemně porovnány. Při srovnávání byla také sledována závislost vypočtených deformací a stavu napjatosti na zadaných a dopočítaných parametrech C .

Řešení interakce desky s podložím bylo v programu Scia Engineer rozděleno na tři části:

- Analýza využívající plošnou podporu typu SOILIN.
- Analýza využívající plošnou podporu typu „jednotlivě“.
- Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“.

8.1.3.1 Analýza využívající plošnou podporu typu SOILIN

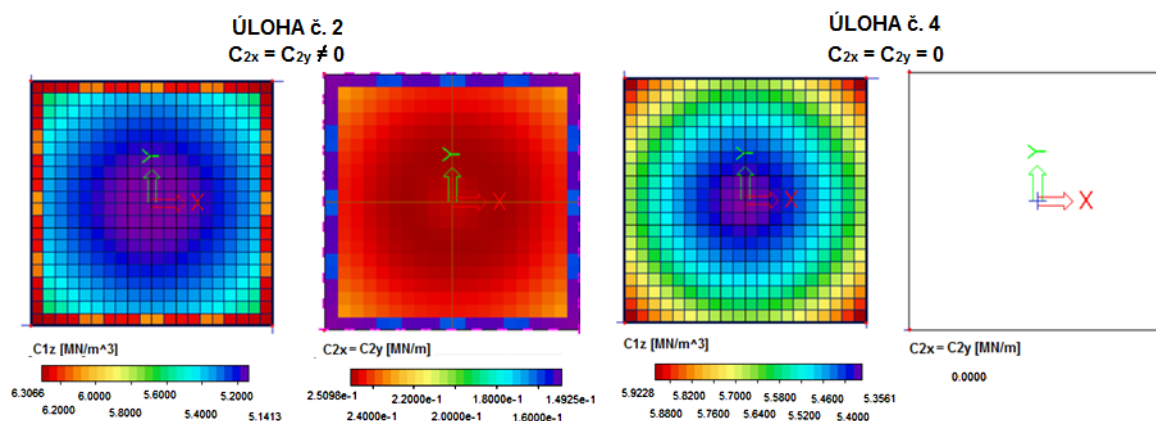
Parametry modulu SOILIN

Velikost prvku pro zeminu byla zvolena 0,05 m. Maximální počet iterací pro výpočet modulem SOILIN byl omezen na deset, což se ukázalo jako dostačující, protože všechny provedené výpočty byly ukončeny po třetí nebo čtvrté iteraci. V Tab. 7 je ukázka několika výpočtů odlišných ve vstupních hodnotách parametrů C , které vstupují do iteračního výpočtu modulu SOILIN. Srovnáváme-li úlohu č. 1 s úlohou č. 2 je patrné, že v iteračním výpočtu téměř nemají vstupní parametry C vliv na výsledné deformace ani hloubku deformační zóny. To platí i při srovnání úlohy č. 3 s úlohou č. 4.

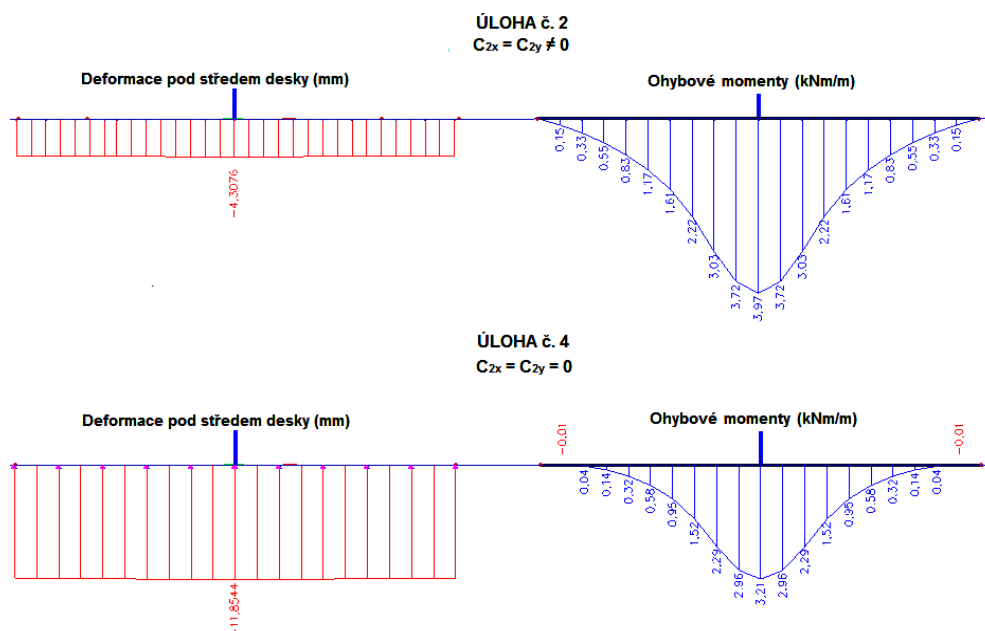
Tab.7: Modul SOILIN: Závislost deformací a hloubky deformační zóny na vstupních parametrech C ; deska z prostého betonu

Číslo úlohy	Vstupní parametry C [MN/m ³], [MN/m]			Deformace pod středem základu [mm]	Hloubka deformační zóny [m]
	$C_{1x} = C_{1y}$	C_{1z}	$C_{2x} = C_{2y}$		
1.	0,10	10,00	5,00	4,309	1,321
2.	0,10	5,00	0,10	4,308	1,322
3.	0,10	5,00	0,00	11,855	1,334
4.	0,00	1,00	0,00	11,854	1,334

Rozdíly v deformacích se vyskytují v závislosti na parametrech C_{2x} a C_{2y} . Vzhledem k tomu, že v úlohách č. 3 a č. 4 se $C_{2x} = C_{2y} = 0$, nevstupují tyto parametry do iteračního procesu modulu SOILIN a i po výpočtu jsou nulové (Obr. 66). Při řešení úloh tedy není započítán vliv okolního prostředí. V úlohách č. 1 a č. 2, ve kterých jsou oba parametry C_{2x} a C_{2y} nenulové a vstupují do iteračního výpočtu, je vliv okolního prostředí zohledněn (Obr. 66). Následkem toho jsou v úlohách č. 1 a č. 2 výsledné deformace menší a ohybové momenty větší, než v úlohách č. 3 a č. 4. To je patrné na Obr. 67, kde jsou srovnány výsledné deformace a měrné ohybové momenty úloh č. 2 a č. 4.



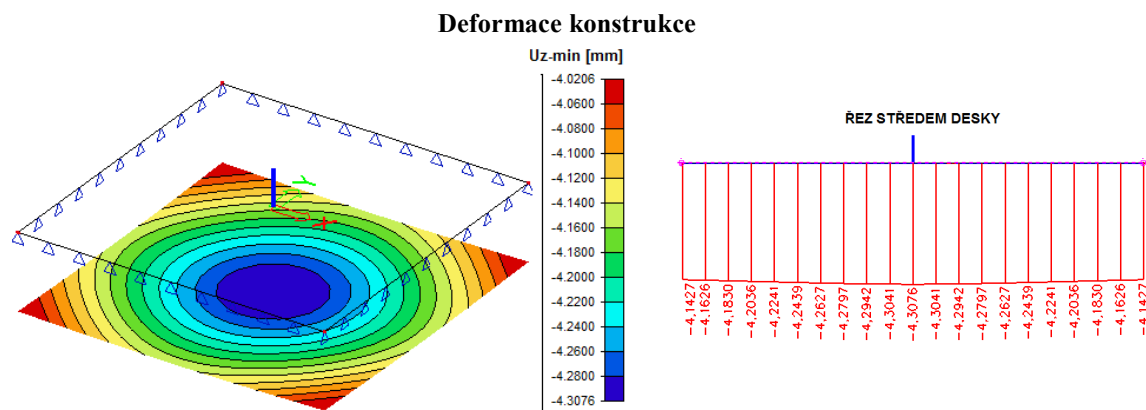
Obr. 66.: Rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} v úlohách č. 2 a č. 4; deska z prostého betonu



Obr. 67.: Modul SOILIN: Srovnání úlohy č. 2 a č. 4 z hlediska výsledných deformací a měrných ohybových momentů; deska z prostého betonu

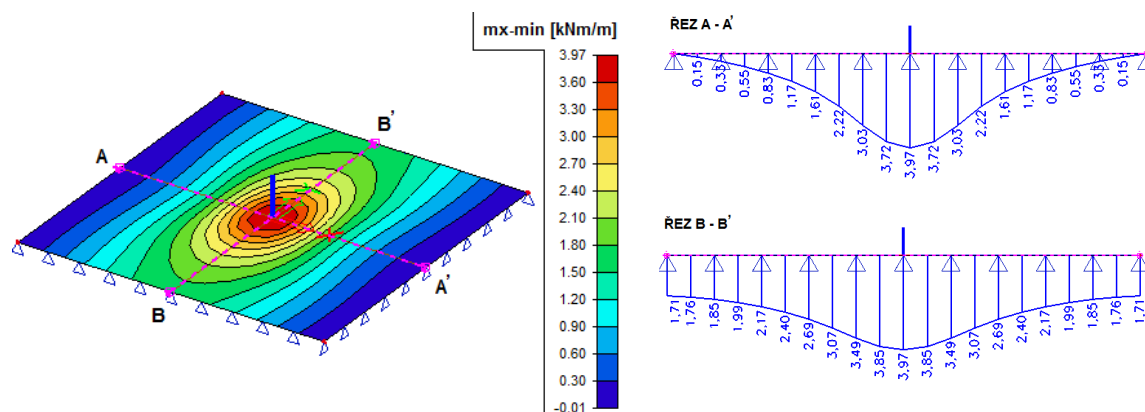
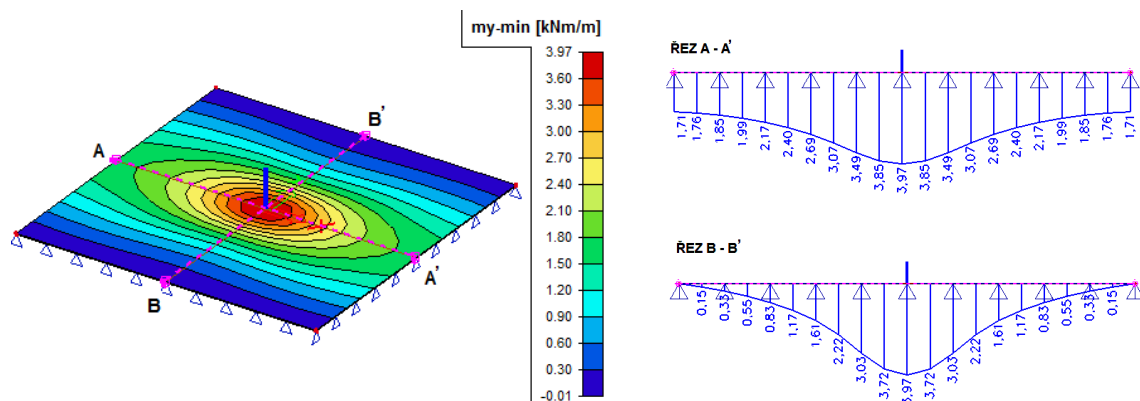
Výsledná deformace desky, napjatost a hloubka deformační zóny

Pro prezentaci výsledků vypočítaných modulem SOILIN byla vybrána úloha č. 2. Na Obr. 68 jsou vykresleny svislé deformace konstrukce. Maximální hodnota je ve středu desky a činí 4,3076 mm. Průběhy ohybových momentů ve dvou na sebe kolmých řezech vedených středem desky jsou zobrazeny na Obr. 69 a 70. Na Obr. 71, na kterém je vykresleno rozložení konstant C_{Iz} , C_{2x} a C_{2y} v celé ploše desky, lze sledovat po obvodu desky vyšší tuhost.

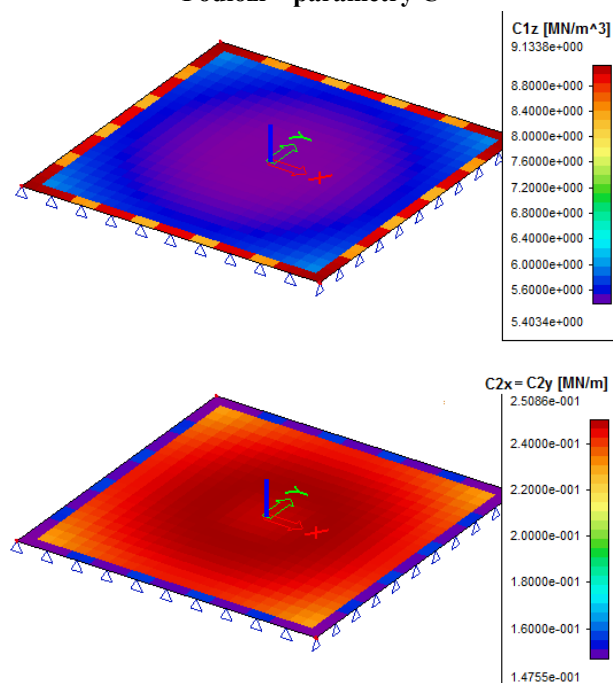


Obr. 68.: Modul SOILIN: Deformace desky z prostého betonu

Průběh ohybových momentů

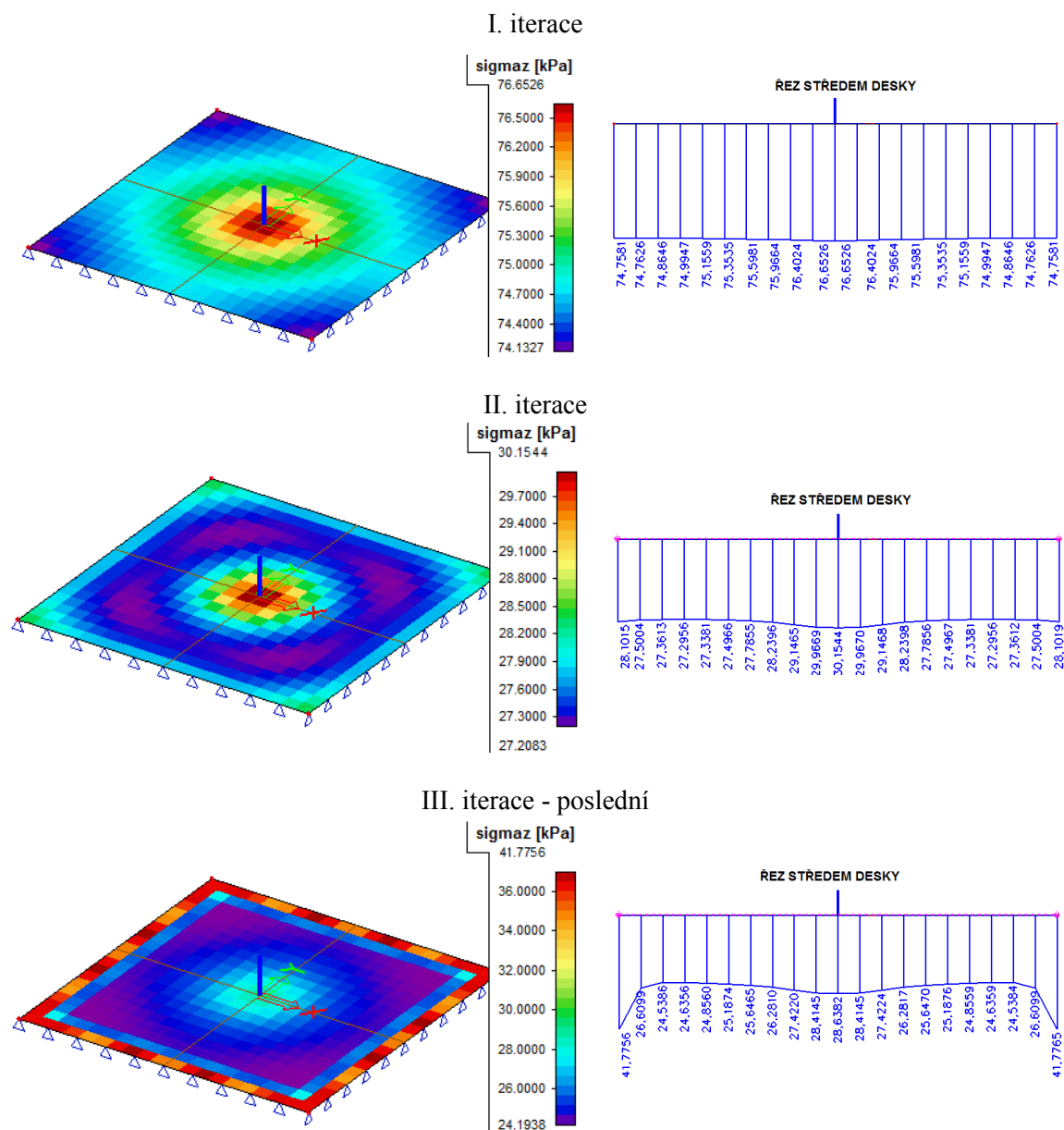
Obr. 69.: Modul SOILIN: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_x - min$ Obr. 70.: Modul SOILIN: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_y - min$

Podloží – parametry C

Obr. 71.: Modul SOILIN: Rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} ; deska z prostého betonu

V programu Scia Engineer je možné prohlížet výsledné veličiny pro vybranou kombinaci, vybraný zatěžovací stav nebo po jednotlivých iteracích. Na Obr. 72 jsou vykreslená kontaktní napětí a jejich řezy pro všechny provedené iterace. Výpočet byl ukončen po třetí iteraci, kde je patrný nárůst napětí na okrajích desky.

Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích modulu SOILIN



Obr. 72.: Modul SOILIN: Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích;
deska z prostého betonu

Program umožňuje vykreslení diagramu napětí v zemině pro libovolný bod konstrukce. V diagramech je také vyčíslena hloubka deformační zóny. V levém sloupci Tab. 8 jsou z programu Scia Engineer vykresleny diagramy napětí pod třemi body základu. Pod

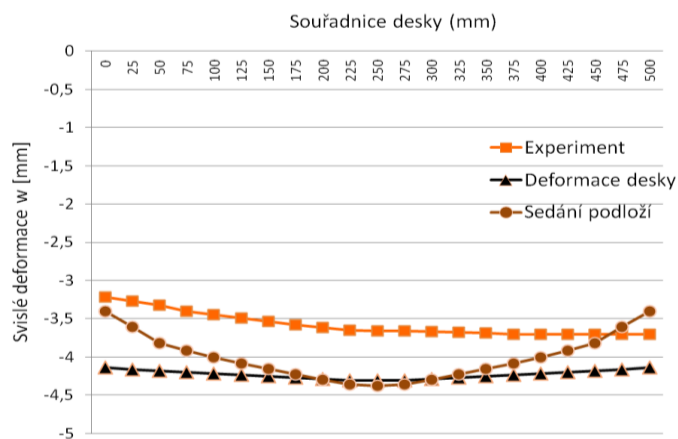
středem základu je hloubka deformační zóny $z_z = 1,321$ m, pod charakteristickým bodem $z_z = 1,285$ m a pod rohem základu $z_z = 1,252$ m. V pravém sloupci Tab. 8 je průběh napětí a hloubka deformační zóny vypočtená na základě principů stanovených v ČSN 73 1001 [53] a vzorce (52). Tyto principy jsou použité také ve výpočetním procesu programu Scia Engineer a tudíž jsou podle předpokladu hloubky deformační zóny obdobné (Tab. 8). Odchyly jsou způsobené mocnostmi i -té vrstvy h_i , která ovlivňuje přesnost výpočtu dle vzorce (52).

Tab. 8: Diagram napětí v zemině, deska z prostého betonu

Umístění bodu	Diagram napětí v zemině	
	Scia Engineer	ČSN 73 1001 [53]
Pod středem základu		
Pod charakteristickým bodem základu		
Pod rohem základu		

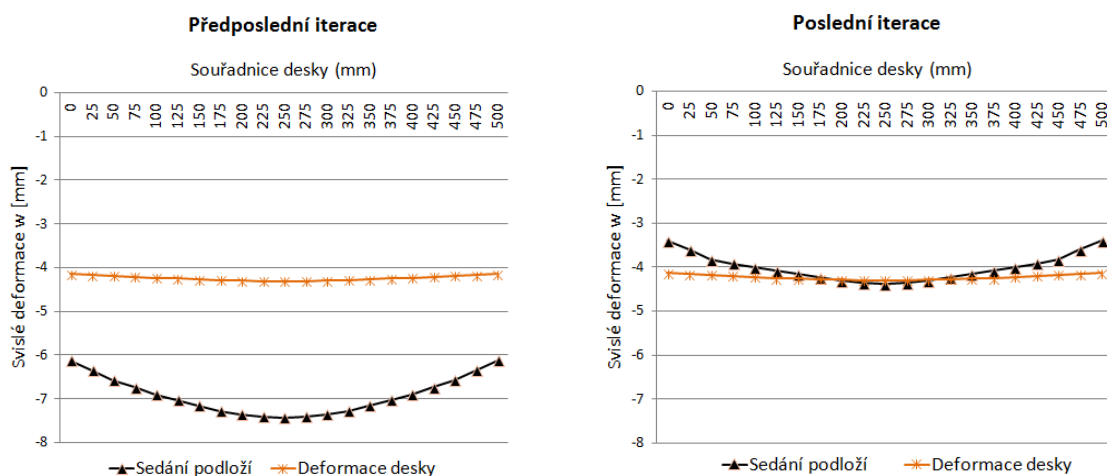
Grafické znázornění výsledných deformací betonové desky a sedání podloží

Po ukončení výpočtu, a tedy po poslední iteraci, byl vytvořen graf průběhu výsledných deformací v příčném řezu středem desky (Obr. 73). Graf slouží k porovnání naměřených hodnot deformace desky s deformacemi získanými numerickým modelem. V grafu je také zakresleno vypočtené sedání podloží.



Obr. 73.: Porovnání naměřených hodnot deformace desky z prostého betonu s deformacemi získanými numerickým modelem, vypočtené sedání

Iterační výpočet byl ukončen ve chvíli, kdy se vypočítaná hodnota svislého posunu ve dvou po sobě jdoucích cyklech téměř nelišila. Na Obr. 74 je pro názornost vykreslen průběh deformací desky a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci, po které je výpočet ukončen.



Obr. 74.: Deformace desky z prostého betonu a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci

8.1.3.2 Analýza využívající plošnou podporu typu „jednotlivě“

Parametry plošné podpory typu „jednotlivě“

U plošné podpory typu „jednotlivě“ program počítá přímo se zadanými parametry C , které všechny zadává uživatel. Nejedná se tedy o iterační výpočet a výsledky závisí na zvolených parametrech. I pro tuto podporu bylo zpracováno několik úloh, u kterých je sledován vliv zvolených parametrů na výsledky. V úlohách č. 1, 2 a 3 byly zadávány hodnoty C_{1x} , C_{1y} [MN/m^3], C_{2x} a C_{2y} [MN/m] v intervalu $\langle 0;5 \rangle$, přičemž byla zachována hodnota $C_{1z} = 1,0 \text{ MN/m}^3$. Deformace nejsou příliš závislé na měnících se hodnotách parametrů C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} a C_{2y} , protože vypočtené deformace se téměř neliší (Tab. 9).

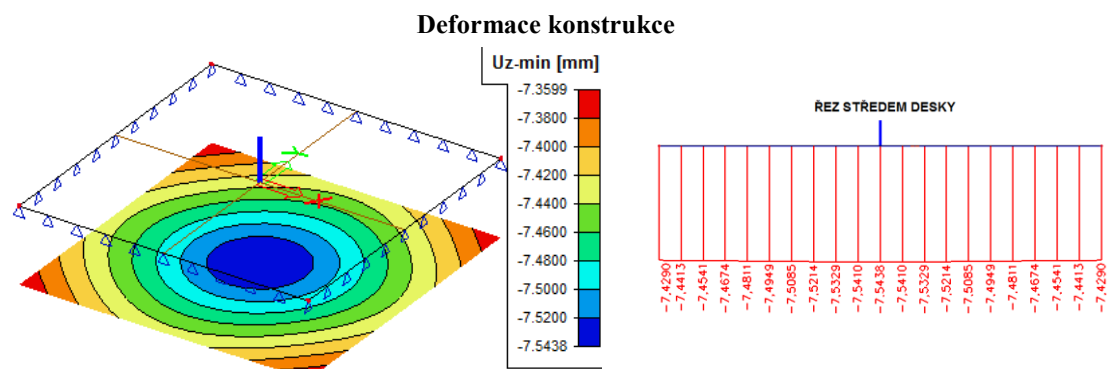
Tab. 9: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Závislost deformací na parametrech C , deska z prostého betonu

Číslo úlohy	Vstupní parametry C [MN/m^3], [MN/m]			Deformace pod středem základu [mm]
	$C_{1x} = C_{1y}$	C_{1z}	$C_{2x} = C_{2y}$	
1.	0,10	1,00	0,00	74,648
2.	0,00	1,00	0,00	74,648
3.	0,00	1,00	5,00	74,631
4.	0,00	10,00	0,00	7,544

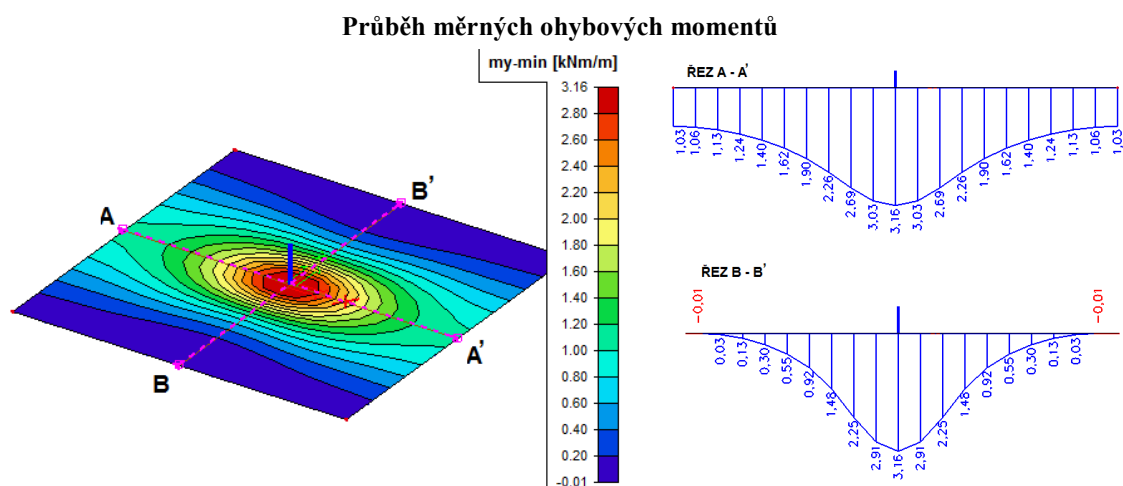
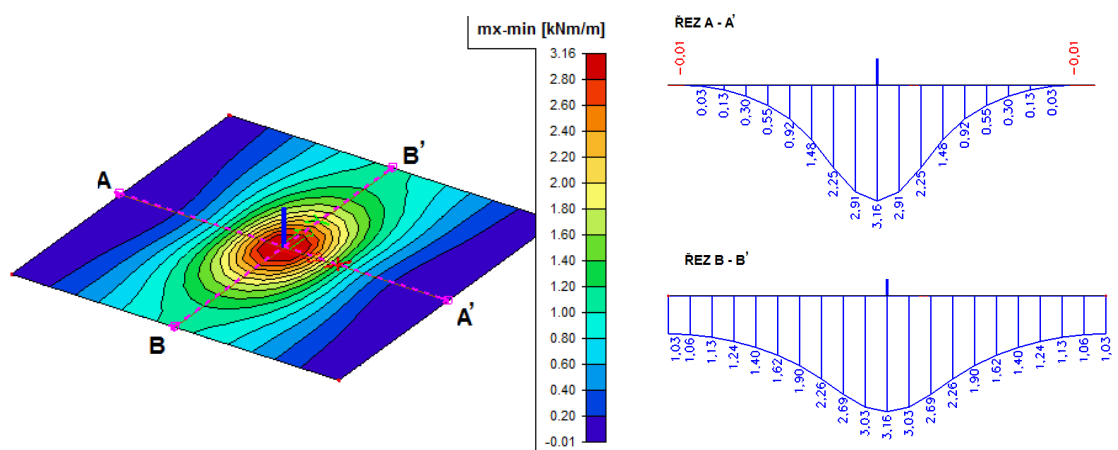
V úlohách č. 2 a č. 4 byl zanedbán vliv parametrů C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} a C_{2y} , které jsou zadané jako nulové. Pro parametr $C_{1z} = 1,0 \text{ MN/m}^3$ měly deformace desky hodnotu 74,648 mm, zatímco pro parametr $C_{1z} = 10,0 \text{ MN/m}^3$ byly vypočítány deformace desky 7,544 mm. Z toho je zřejmý také zcela převažující vliv parametru C_{1z} nad ostatními parametry. Parametr C_{1z} charakterizuje tuhost podloží a srovnáním úlohy č. 2 a č. 4, byl potvrzen předpoklad, že čím je tužší podloží, tím jsou deformace menší. To vyplývá z lineární závislosti (67).

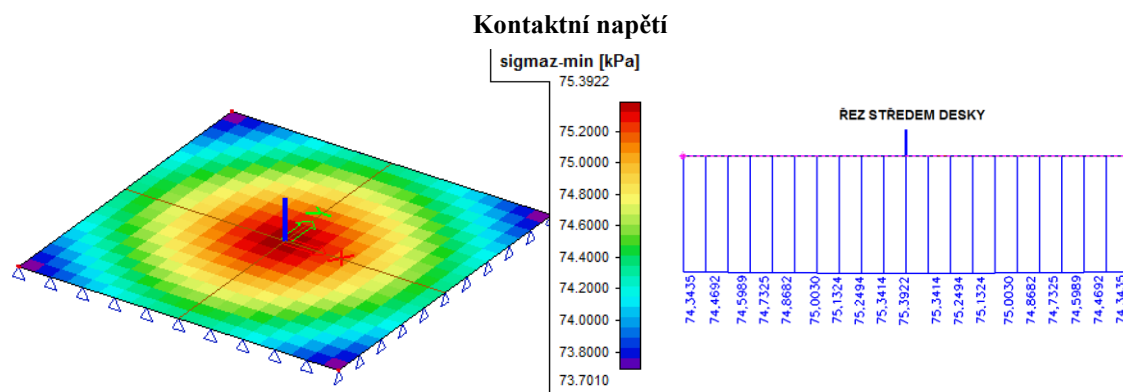
$$w = \frac{\sigma}{C} \quad (67)$$

Pro prezentaci výsledků vypočítaných na plošné podpoře typu „jednotlivě“ byla vybrána úloha č. 4. Na Obr. 75 jsou vykresleny svislé deformace konstrukce. Průběhy kontaktního napětí (Obr. 78) a měrných ohybových momentů, ve dvou na sebe kolmých řezech vedených středem desky, jsou zobrazeny na Obr. 76 a Obr. 77.

Výsledná napjatost a deformace desky

Obr. 75.: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Deformace desky z prostého betonu

Obr. 76.: Typ „jednotlivě“: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_y - \min$ Obr. 77.: Typ „jednotlivě“: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_x - \min$

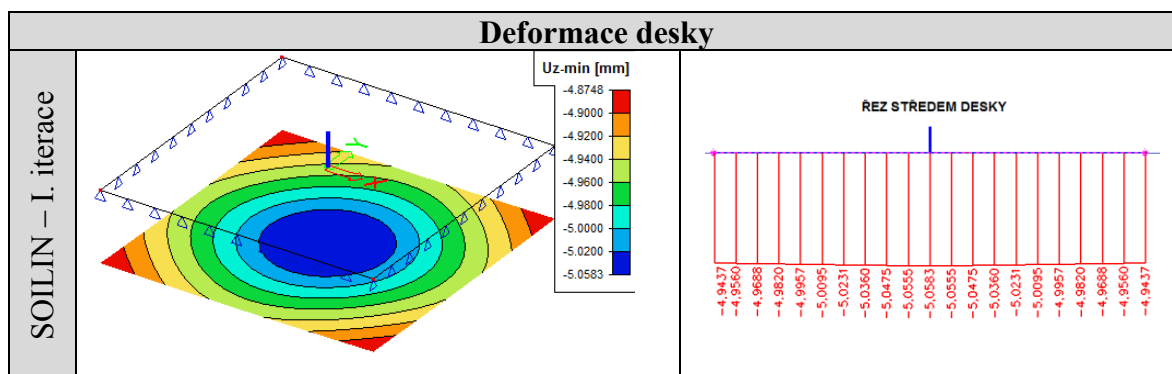


Obr. 78.: Typ „jednotlivě“: Kontaktní napětí; deska z prostého betonu

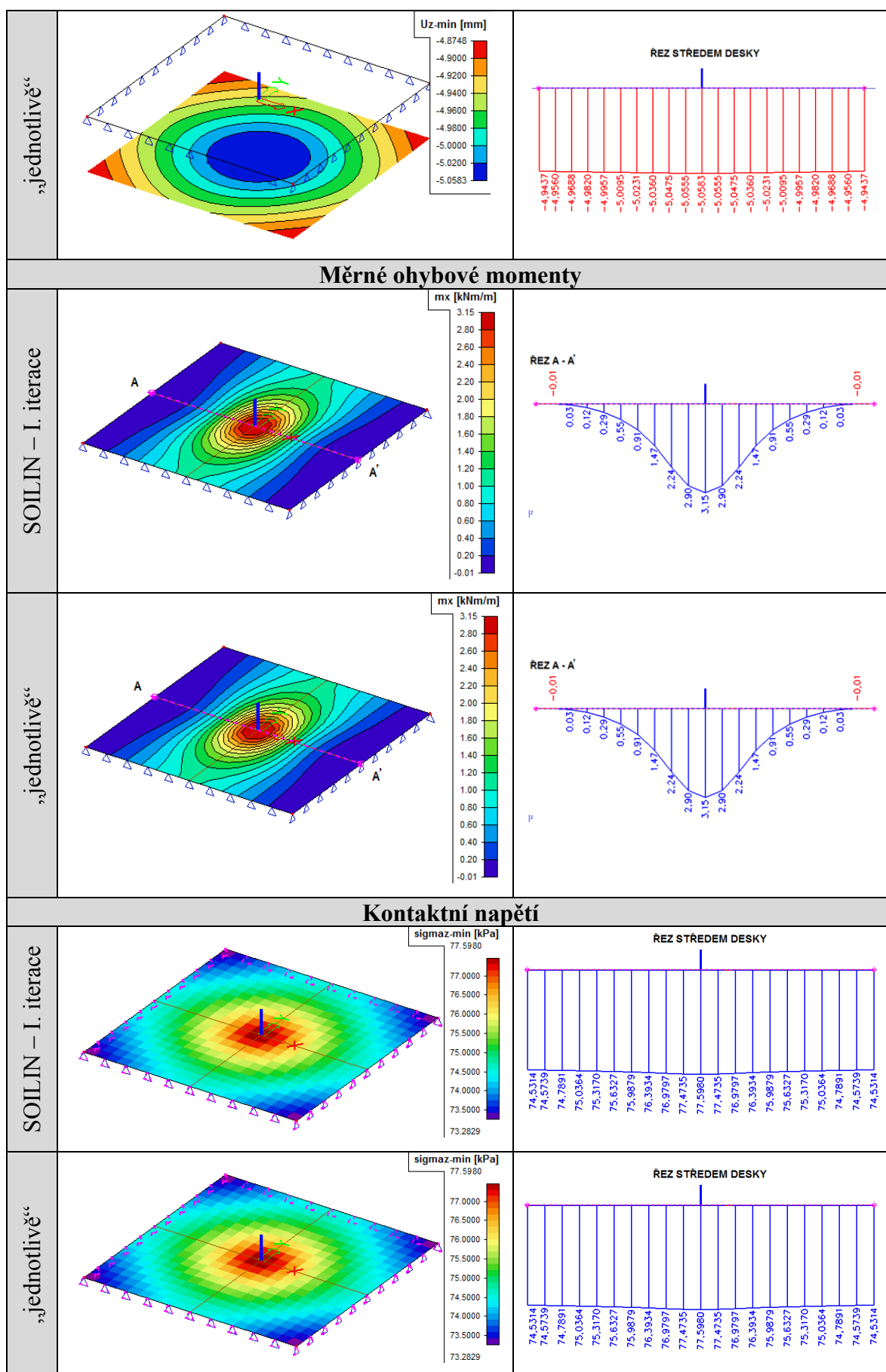
8.1.3.3 Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“

Jak již bylo zmíněno jsou výsledky při použití podpory typu „jednotlivě“ přímo závislé na zadaných hodnotách parametrů, zejména parametru C_{Iz} . Pro hodnotu $C_{Iz} = 15 \text{ MN/m}^3$ jsou získány deformace 5,058 mm, což se blíží celkové deformaci 4,308 mm získané výpočtem SOILIN. Pro takto zvolenou hodnotu parametru C_{Iz} se deformace desky, průběhy měrných ohybových momentů a napětí shodují s průběhy po I. iteraci modulu SOILIN, ve kterém vstupuje do iteračního výpočtu $C_{Iz} = 15 \text{ MN/m}^3$ (Tab. 10). Výsledky první iterace plošné podpory typu SOILIN se tedy shodují s výsledky typu „jednotlivě“. Důvodem toho je, že až na základě takto vypočítané první iterace je modulem SOILIN dopočítáno nové zatížení (založeno na kontaktním napětí) a nové parametry C . Výpočty se začnou odlišovat až v další iteraci.

Tab. 10: Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“, deska z prostého betonu



Pokračování Tab. 10 je na následující straně 100



8.1.3.4 Nelineární analýza

Výpočty byly prováděny také s fyzikálními a konstrukčními nelinearitami, mezi kterými byly vybrány následující:

- fyzikální nelinearita pro železobeton,
- nelinearita podpor/zemní pružina,
- třecí podpora/zemní pružina,
- pouze tlačené plochy.

Pro všechny typy nelinearit byla vytvořená nelineární kombinace. Srovnání výsledků lineárního výpočtu s nelineárním pro typ podpory SOILIN je zaznamenán v Tab. 11.

Tab. 11: Model Scia Engineer: Srovnání lineární a nelineární analýzy; betonová deska

Typ nelinearity - nelineární výpočet	Svislé deformace desky ve středu [mm]	Sedání podloží ve středu [mm]
Fyzikální nelinearita pro železobeton	4,3076	4,3748
Nelinearita podpor - zemní pružina	4,3076	4,3748
Třecí podpora - zemní pružina	4,3076	4,3748
Pouze tlačené plochy	4,3076	4,3748
Všechny dohromady - nelineární výpočet	4,3076	4,3748
Lineární výpočet	4,3076	4,3748

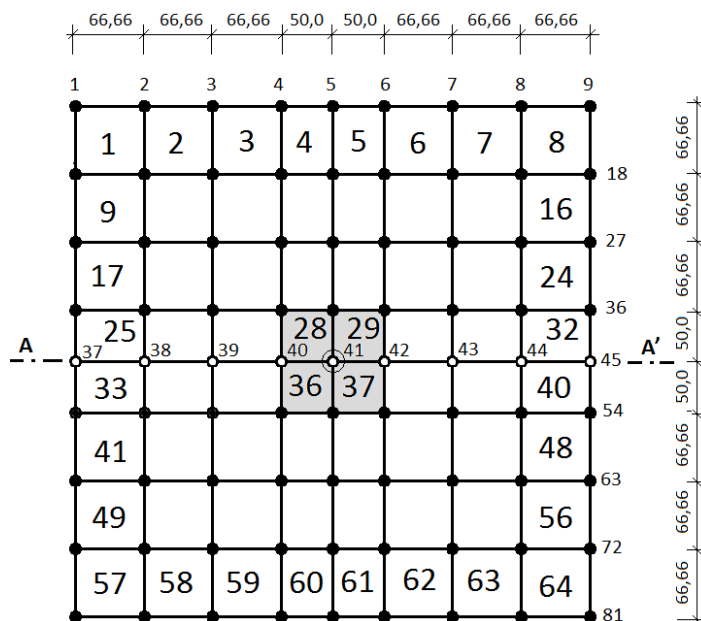
Výsledky nelineární analýzy se shodovaly s výsledky lineární analýzy. Žádná ze zmiňovaných typů nelinearit se v dané úloze zřejmě neuplatnila.

8.1.4 Výpočtový model v programu MKPINTER

Získané hodnoty veličin interakce mezi deskou a základovou půdou jsou porovnány s výsledky programu MKPINTER [58]. Výpočet deformací a vnitřních sil desky je proveden metodou konečných prvků, přičemž jsou použity izoparametrické deskové prvky s vlivem smyku. Průběh kontaktního napětí ovlivňuje deformace desky i podloží. Aby v této nelineární interakční úloze vyvolalo kontaktní napětí stejné deformace desky i podloží, je řešení prováděno iterační metodou. Výpočet napětí, sedání a kontaktního napětí je řešen univerzální metodou výpočtu pomocí Jakobiánu transformace. V programu MKPINTER je interakce řešena pomocí numerické integrace výpočtů napjatosti a sedání

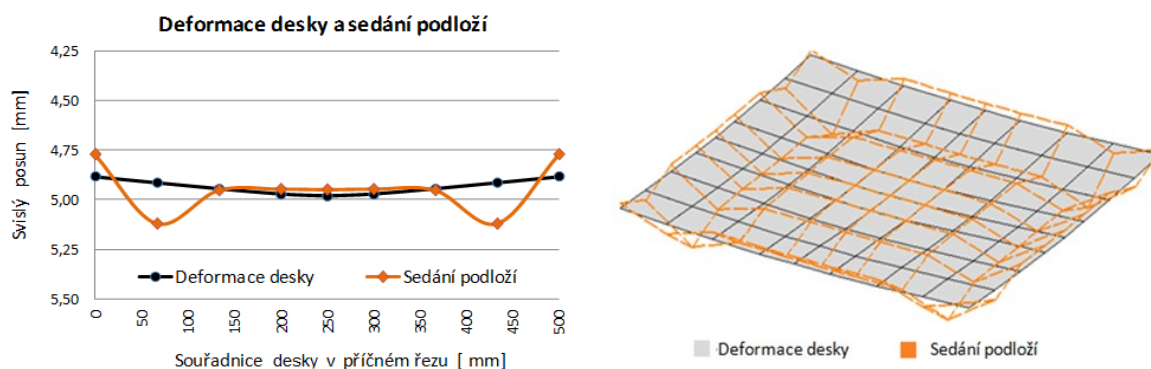
modifikovaného pružného poloprostoru pomocí strukturní pevnosti. Přesnost výsledků ovlivňuje počet integračních bodů. Podrobnější popis a další výsledky z programu MKPINTER je uveden v [8], [9] a [13].

Betonová deska je centricky zatížená na ploše 100 x 100 mm a její dělení je patrné z Obr. 79. Deskou je středem veden příčný řez označený A – A', který obsahuje uzly 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45.

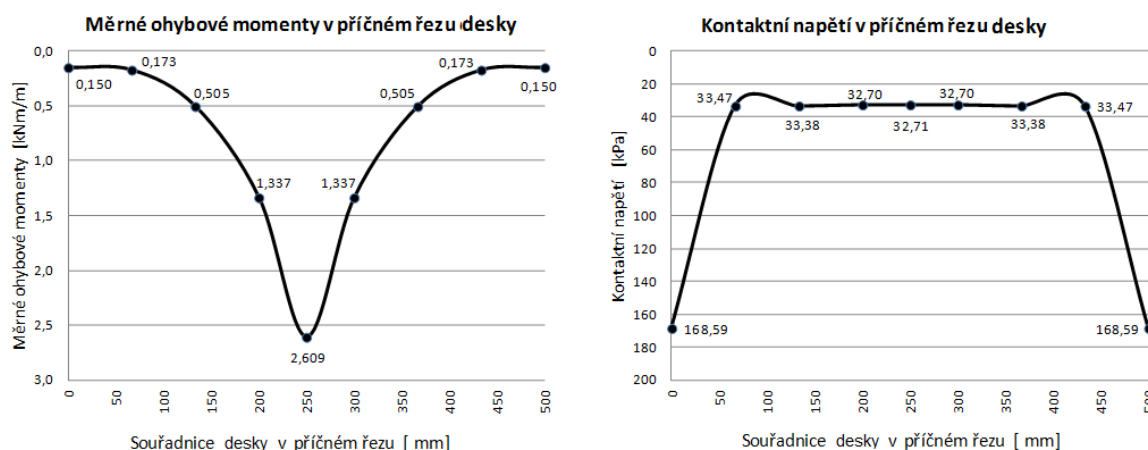


Obr. 79.: MKPINTER: Geometrické schéma a dělení desky z prostého betonu na prvky

V uzlech 37 až 45 řezu A – A' jsou uvedeny výsledky analýzy sedání modifikovaného poloprostoru, deformace desky, kontaktního napětí a průběh měrného ohybového momentu. Konečné výsledky uvedených veličin získané po 9. iteraci pro 12 integračních bodů jsou uvedeny na Obr. 80 a Obr. 81.

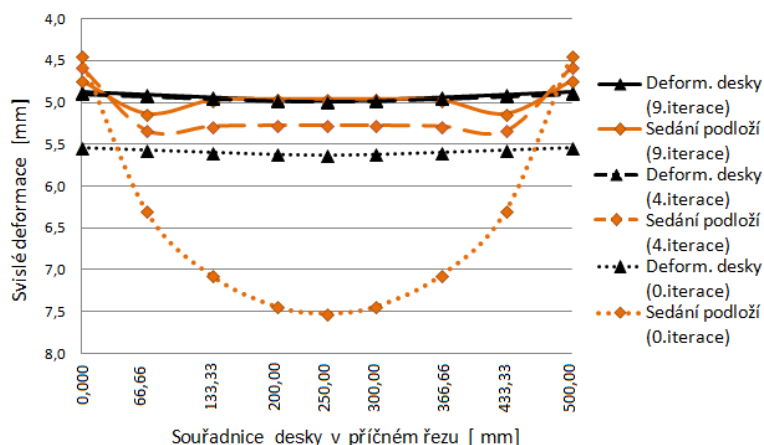


Obr. 80.: MKPINTER: Graf a schéma konečné deformace desky a sedání podloží



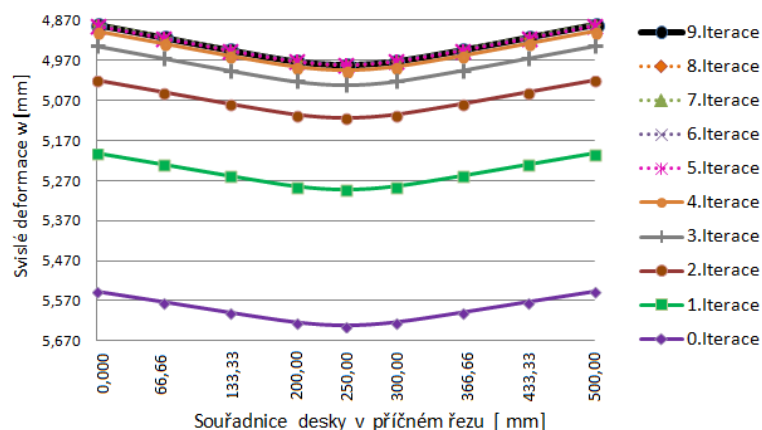
Obr. 81.: MKPINTER: Měrné ohybové momenty a průběh kontaktního napětí v příčném řezu deskou z prostého betonu

Tento interakční model poskytuje výsledky po jednotlivých iteracích. Pro srovnání je vybrána 0. iterace, 4. iterace a poslední 9. iterace. Na grafu 7 je možné sledovat, jak se průběh sedání po zmíněných iteracích postupně přibližuje k deformaci desky. Přibližně v polovině výpočetního procesu (po 4. iteraci) je stále znatelný rozdíl mezi sedáním podloží a deformací desky, i když ta je již podobná výsledné deformaci získané po 9. iteraci.

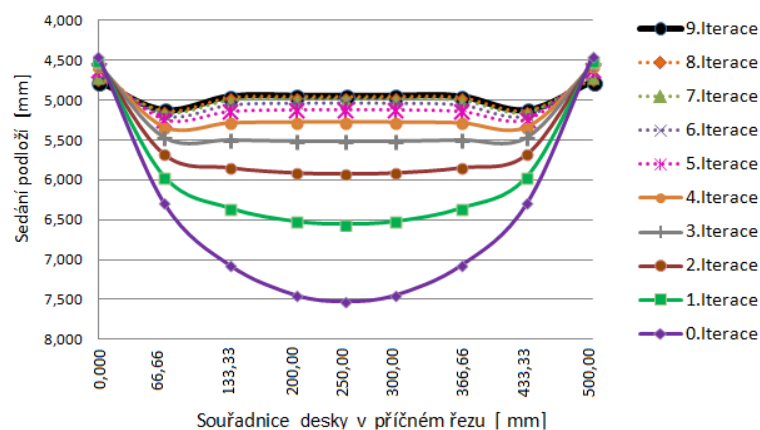


Graf 7: MKPINTER: Průběh sedání podloží a deformace desky po vybraných iteracích, deska z prostého betonu

Průběh výpočetního procesu z hlediska deformace desky je po všech jednotlivých iteracích znázorněn v grafu 8 a z hlediska sedání podloží v grafu 9.

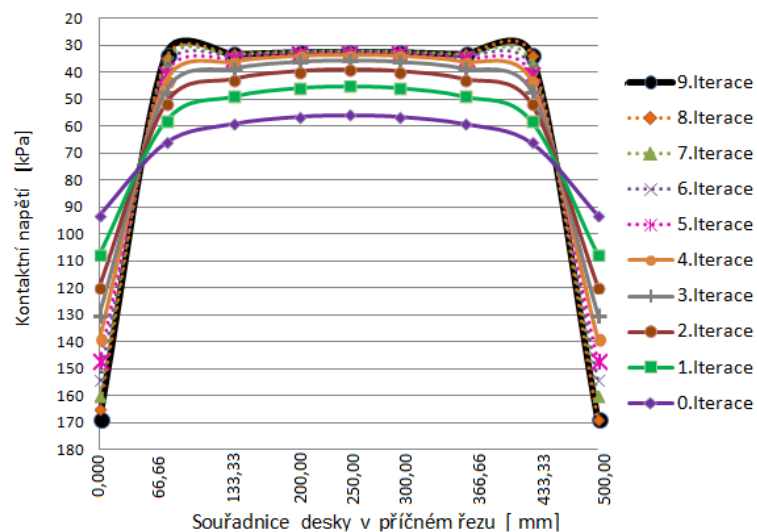


Graf 8: Průběh deformace betonové desky po jednotlivých iteracích



Graf 9: Průběh sedání podloží po jednotlivých iteracích; deska z prostého betonu

Průběh výpočetního procesu z hlediska rozdělení kontaktního napětí je po jednotlivých iteracích znázorněn v grafu 10.



Graf 10: Průběh kontaktního napětí po jednotlivých iteracích; deska z prostého betonu

POZN.: Průběh měrných ohybových momentů během výpočetního procesu není uveden, protože rozdíly mezi výsledky jednotlivých iterací nebyly při grafickém znázornění příliš patrné.

Postupem stanoveným dle ČSN 73 1001 [53] založeným na modifikovaném pružném poloprostoru se sedání podloží počítá bez uvážení interakce se základem. V Tab. 12 je provedeno srovnání sedání podloží získané zmíněným postupem dle ČSN 73 1001 [53] a sedání po 0. iteraci výpočtu v programu MKPINTER. Při výpočtu 0. iterace se zatím rovněž neprojevuje interakce se základem a výsledky obou přístupů se téměř shodují. Sledované body se nachází pod rohem a středem základu.

Tab. 12: Srovnání vypočteného sedání dle ČSN 73 1001 s 0. iterací řešení MKPINTER, deska z prostého betonu

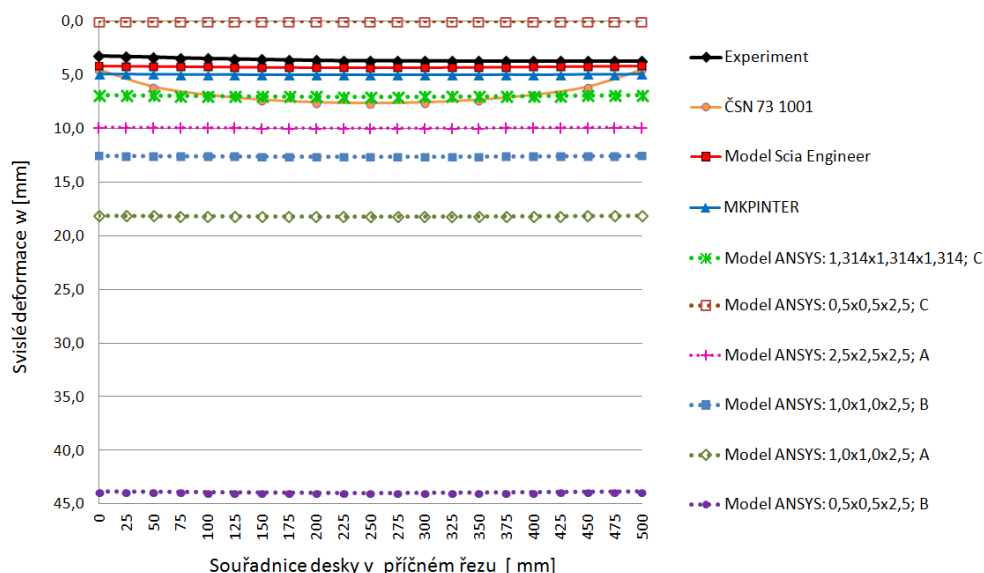
Sedání podloží [mm]	Modifikovaný pružný poloprostor pomocí strukturní pevnosti	
	dle ČSN 73 1001	MKP - 0. iterace
pod rohem základu	2,696081	2,693887
pod středem základu	7,532666	7,523905

8.1.5 Grafické vyhodnocení, rozbor a diskuse

V grafu 11 jsou vyneseny hodnoty deformace betonové desky získané řešením všech výše uvedených výpočetních modelů. Během zatěžovací zkoušky byla naměřená maximální deformace uprostřed betonové desky cca 3,70 mm. Modulem SOILIN v programu Scia Engineer byly uprostřed betonové desky vypočítány svislé deformace desky $w = 4,308$ mm. Postupem popsáním v ČSN 73 1001 [53] je deformace pod středem desky 7,612 mm. V programu MKPINTER je pomocí Jakobiánu transformace a numerické integrace stanovena deformace středu desky $w = 4,982$ mm.

Ve srovnání s podobnými hodnotami deformací betonové desky získanými různými metodami (Graf 11), lze konstatovat, že hodnoty deformací získané z 3D modelů s prostorovými prvky vytvořených v programu ANSYS mají až příliš velký rozptyl. V závislosti na okrajových podmínkách, rozměrech řešené oblasti a velikosti prvků konečnoprvkové sítě nabývaly deformace ve středu desky hodnot od 0,001 mm do 70,00 mm. V této množině výsledků je také hodnota svislé deformace $w = 7,003$ mm, která se nejvíce blíží naměřené deformaci betonové desky. To je však dáno tím, že byl odhad

velikosti řešené oblasti proveden na základě hloubky deformační zóny získané postupem dle ČSN 73 1001 [53]. Zmíněná deformace 7,003 mm byla vypočítána analýzou modelu, který měl rozměry 1,314 x 1,314 x 1,314 m, velikost prvků sítě 0,05 x 0,05 x 0,05 m a okrajovými podmínkami bylo bráněno veškerým deformacím obvodových stěn i podstavy řešené oblasti.

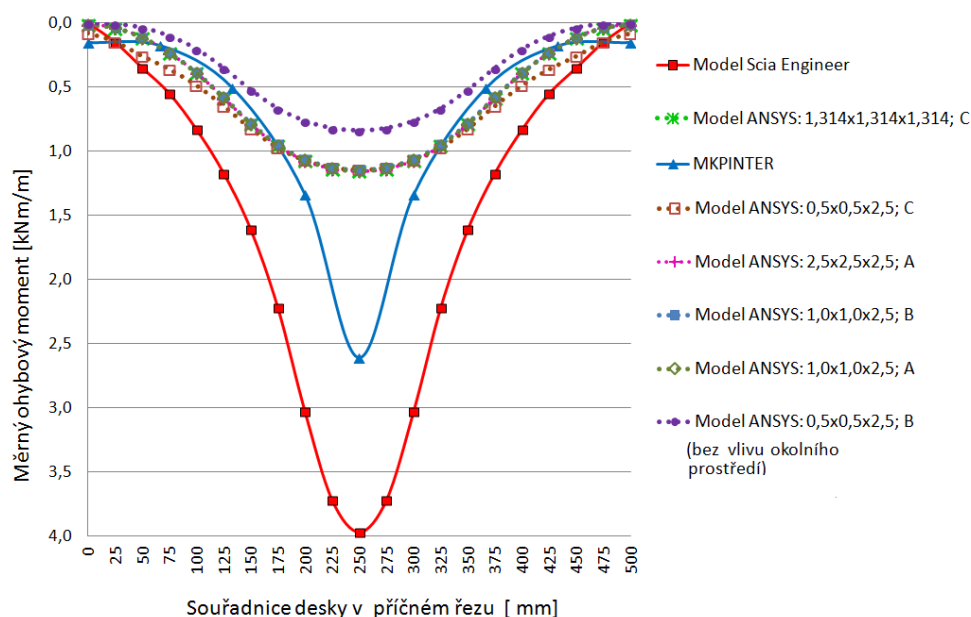


Graf 11: Celkové deformace betonové desky získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod

Většina vypočtených deformací je větší, než je deformace betonové desky naměřená při zatěžovací zkoušce. Odchyly mezi výsledky numerických modelů a skutečně naměřených dat mohou být způsobeny mnoha faktory. Kromě určitých zjednodušení při vytváření modelů patří mezi nejvýznamnější faktory nejistota související s určením geomechanických vlastností podloží a klimatické vlivy. Dalšími významnými faktory jsou parametry spojené se samotným interakčním modelem, např. jeho velikost, konečnoprvková síť či okrajové podmínky.

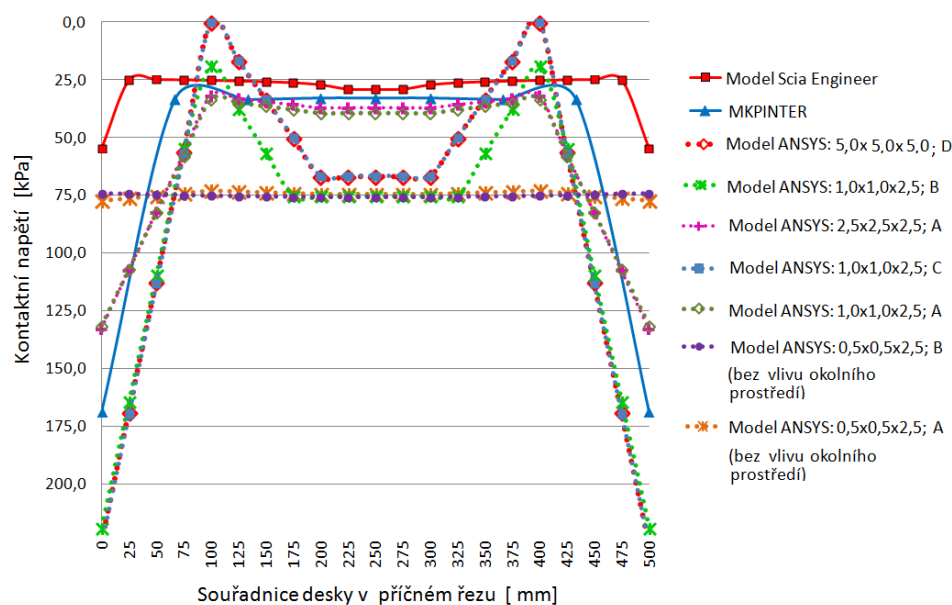
V grafu 12 jsou v příčném řezu středem desky vykresleny průběhy měrných ohybových momentů získaných při analýzách všech výše uvedených výpočetních modelů. Největší extrém měrných ohybových momentů s hodnotou -3,97 kNm/m byl stanoven modulem SOILIN v programu Scia Engineer. Naopak nejmenší hodnotu měrného ohybového momentu ve středu desky s hodnotou -0,854 kNm/m poskytovaly 3D modely v programu ANSYS a to takové, jejichž půdorysné rozměry byly shodné s velikostí betonové desky. U všech ostatních 3D modelů vytvořených v programu ANSYS, jejichž půdorysný rozměr

byl větší než rozměr desky, je extrémní hodnota v rozmezí -1,144 až -1,269 kNm/m a to pro různé rozměry řešené oblasti a různé okrajové podmínky.



Graf 12: Průběh měrných ohybových momentů betonové desky získaný řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod

V grafu 13 jsou v příčném řezu středem desky vykresleny průběhy kontaktního napětí získaného při analýzách všech výše uvedených modelů. U většiny případů kontaktní napětí pod okrajem desky prudce narůstá. Není tomu tak pouze v případech, ve kterých se půdorysné rozměry desky a řešené oblasti shodují (poslední dvě položky v legendě grafu 13)



Graf 13: Průběh kontaktních napětí získaný řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod; deska z prostého betonu

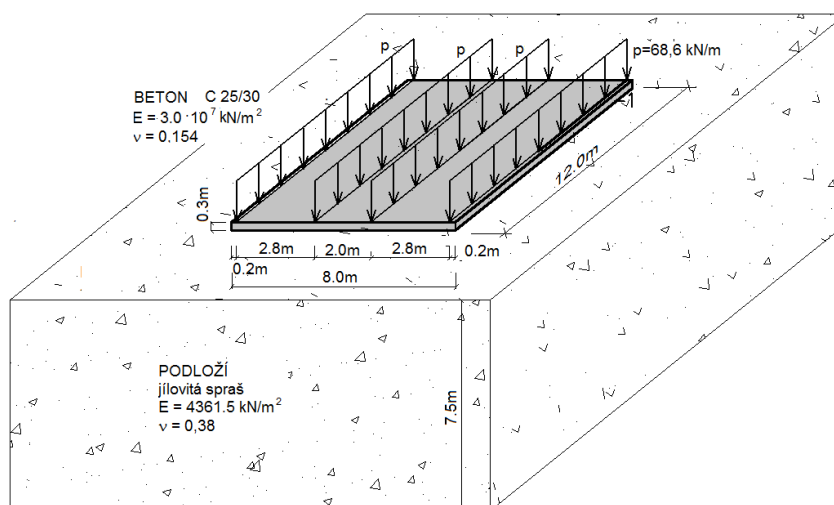
8.2 ZÁKLADOVÁ DESKA POD PODÉLNÝMI STĚNAMI

Druhá úloha zpracovávaná v rámci diplomové práce je převzata z odborné literatury [44]. V článku je popsáno využití modelu vrstevnatého podloží v systému TRIMAS [61]. Systém TRIMAS [61] pracuje na principu metody konečných prvků a lze jej využít pro prostorový model tvořený objemovými prvky.

Předmětem úlohy je základová deska na podloží podélně vyztužená tuhými stěnami. Půdorysný tvar základové desky je obdélníkový a její rozměry jsou 12,0 x 8,0 x 0,3 m. Jako materiál základové desky je použit beton C25/30. Horní vrstvu podloží tvoří jílovitá spraš s konzistencí třídy F4 o mocnosti je 7,5 m. Podélné stěny působí na desku liniovým zatížením o velikosti 68 600 N/m (Obr. 82).

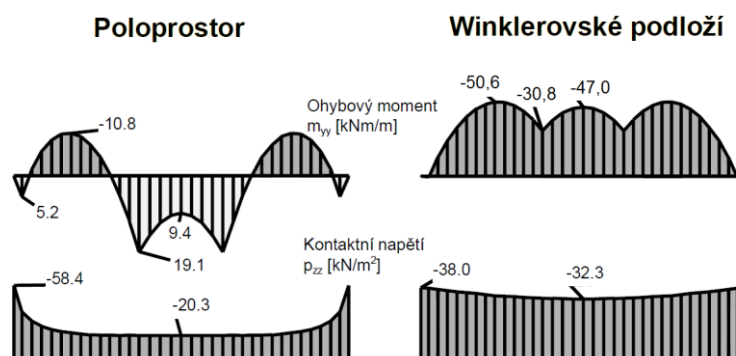
Při tvorbě modelu byly použity následující vstupní parametry:

- Základová betonová deska
 - objemová hmotnost betonu $\rho = 2500 \text{ kg.m}^{-3}$
 - Poissonův součinitel $\nu = 0,154$
 - modul pružnosti betonu $E = 30,0 \text{ GPa}$
- Podloží
 - objemová tíha $\gamma = 18,5 \text{ kN.m}^{-3}$
 - Poissonův součinitel $\nu = 0,35$
 - deformační modul $E_{def} = 4,3615 \text{ MPa}$



Obr. 82.: Základová deska pod podélnými stěnami

Výsledné průběhy kontaktního napětí a ohybových momentů (Obr. 83) vypočítané programem TRIMAS [61] byly uvedeny v článku [44].



Obr. 83.: Výsledný průběh měrných ohybových momentů a kontaktních napětí z programu TRIMAS [44]

Analýza vzájemného spolupůsobení betonové základové desky s podložím byla provedena v programu ANSYS 13 a Scia Engineer 2009.0. Výsledky byly porovnány s hodnotami získanými v programu MKPINTER [58]. Sedání bylo vypočítáno také na základě teorie pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti dle [53].

8.2.1 Výpočet sedání pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti

Pro řešenou úlohu bylo počítáno sedání pružného poloprostoru modifikovaného pomocí strukturní pevnosti. Pro určení svislé složky napětí σ_z v základové půdě od zatížení stavbou je použit vztah (52) odvozený Steinbrennerem i vztah (61) odvozený Korotkinem. Oba postupy výpočtu průběhu napětí pod základovou spárou jsou srovnány.

Vstupními hodnotami byly charakteristiky definující vlastnosti podloží převzaté z článku [44]. Jednalo se o modul přetvárnosti zeminy a Poissonův součinitel. Objemová tíha zeminy $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Hodnota opravného součinitele přitížení $m = 0,2$ byla použita ve shodě s EC 7 [55]. Mocnost i -té vrstvy vstupující do výpočtu konečného sednutí podle vztahu (52) byla $h_i = 0,05 \text{ m}$ a hodnota plošného rovnoměrného zatížení působícího na obdélníkové ploše povrchu pružného poloprostoru $f = q = \sigma_{ds} = 34,302 \text{ kN/m}^2$.

Konečné sedání a hloubka deformační zóny byla stanovena pod třemi uvažovanými body základové konstrukce:

- pod rohem základu,
- pod charakteristickým bodem základu,
- pod středem základu.

Výpočet sedání a deformační zóny pod rohem základu

Výpočet průběhu napětí pod základovou spárou:

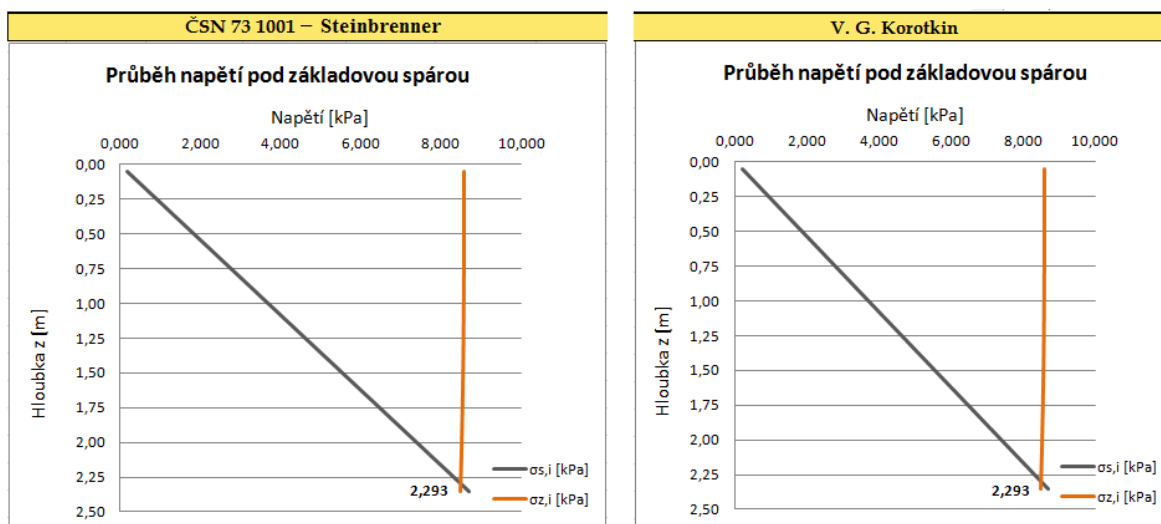
podle vzorce z ČSN 73 1001 (Steinbrenner) (52):

$$\begin{aligned} \text{Rozměry konstrukce:} \quad l &= 8,0 \text{ m} \\ b &= 12,0 \text{ m} \end{aligned}$$

podle vzorce odvozeného V. G. Korotkinem (61):

$$\begin{aligned} \text{Počátek souřadnicového systému:} \quad x &= 4,0 \text{ m} \\ y &= 6,0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rozměry konstrukce:} \quad a &= 4,0 \text{ m} \\ b &= 6,0 \text{ m} \end{aligned}$$



Obr. 84.: Srovnání grafů průběhu napětí pod rohem základové desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001 (od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem

Výpočet sedání podloží a hloubky deformační zóny:

Oedometrický modul:
$$E_{oed,i} = E_{def,i} \left(1 - \frac{2\nu_i^2}{1 - \nu_i} \right) = \underline{\underline{7,000}} \text{ MPa}$$

Sednutí podloží (počítáno do hloubky deformační zóny z_z):

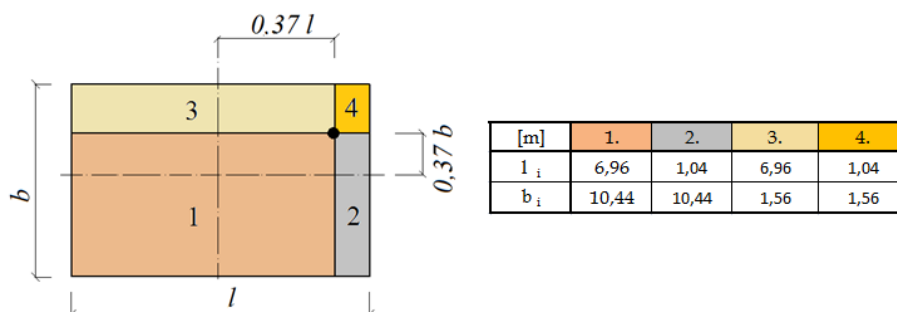
$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i = \underline{\underline{1,381}} \text{ mm}$$

Hloubka deformační zóny:

$$\sigma_z - m_i \cdot \sigma_{or,i} = 0 \Rightarrow z_z = \underline{\underline{2,293}} \text{ m}$$

Výpočet sedání a deformační zóny pod charakteristickým bodem základu

Konečné sednutí a průběh napětí pod charakteristickým bodem byly vypočítány pomocí vztahů pro roh základu. Byl ovšem upraven souřadnicový systém a geometrie základové konstrukce. V případě výpočtů pod charakteristickým bodem podle ČSN 73 1001 [53] byl počátek souřadnicového systému posunut do zmiňovaného charakteristického bodu. Průběh napětí pod základovou spárou pod charakteristickým bodem vznikne součtem všech čtyř dílčích částí, na které byla plocha základu rozdělena. Rohy těchto částí mají společný bod v místě charakteristického bodu (Obr. 85).



Obr. 85.: Schéma umístění a souřadnice charakteristického bodu základové desky

Výpočet průběhu napětí pod základovou spárou:

podle vzorce z ČSN 73 1001 (Steinbrenner) (52):

Rozměry konstrukce: viz. Obr. 85

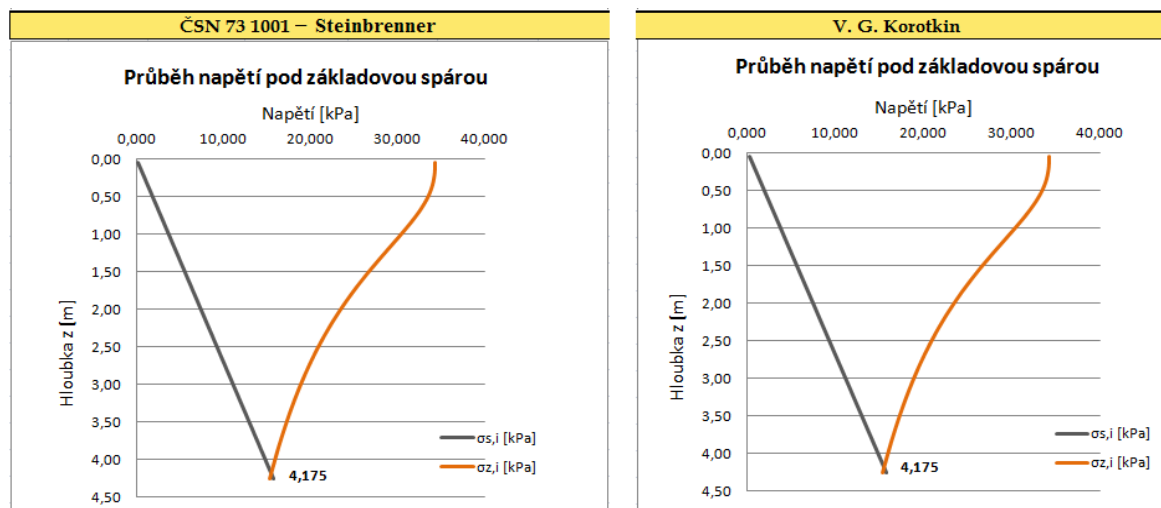
podle vzorce odvozeného V. G. Korotkinem (61):

Počátek souřadnicového systému: $x = 2,96 \text{ m}$

$y = 4,44 \text{ m}$

Rozměry konstrukce: $a = 4,00 \text{ m}$

$b = 6,00 \text{ m}$



Obr. 86.: Srovnání grafů průběhu napětí pod charakter. bodem základové desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001 (od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem

Výpočet sedání podloží a hloubky deformační zóny:

Sednutí podloží (počítáno do hloubky deformační zóny z_z):

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i = \underline{\underline{9,667}} \text{ mm}$$

Hloubka deformační zóny:

$$\sigma_z - m_i \cdot \sigma_{or,i} = 0 \Rightarrow z_z = \underline{\underline{4,175}} \text{ m}$$

Výpočet sedání a deformační zóny pod středem základu

Počátek souřadnicového systému je uvažován ve středu základové desky a její plocha byla rozdělena na čtyři stejné části, jejichž rohy mají společný bod ve středu základové desky. Pro výpočty průběhu napětí v základové spáře pod středem byly použity stejné vztahy jako pro výpočty pod rohem základu. V případě výpočtů podle ČSN 73 1001 [53] vznikne průběh napětí pod základovou spárou pod středem součtem všech čtyř dílčích částí.

Výpočet průběhu napětí pod základovou spárou:

podle vzorce z ČSN 73 1001 (Steinbrenner) (52):

Rozměry konstrukce: $l = 4,0 \text{ m}$

$b = 6,0 \text{ m}$

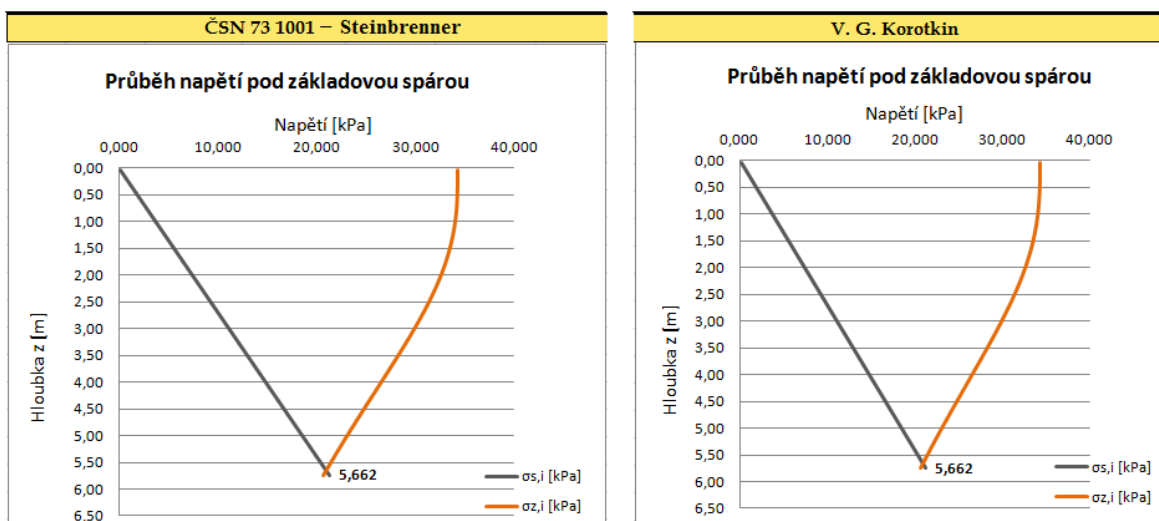
podle vzorce odvozeného V. G. Korotkinem (61):

Počátek souřadnicového systému: $x = 0,0 \text{ m}$

$y = 0,0 \text{ m}$

Rozměry konstrukce: $a = 4,0 \text{ m}$

$b = 6,0 \text{ m}$



Obr. 87.: Srovnání grafů průběhu napětí pod středem základové desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001 (od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem

Výpočet sedání podloží a hloubky deformační zóny:

Sednutí podloží (počítáno do hloubky deformační zóny z_z):

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i = \underline{\underline{15,227}} \text{ mm}$$

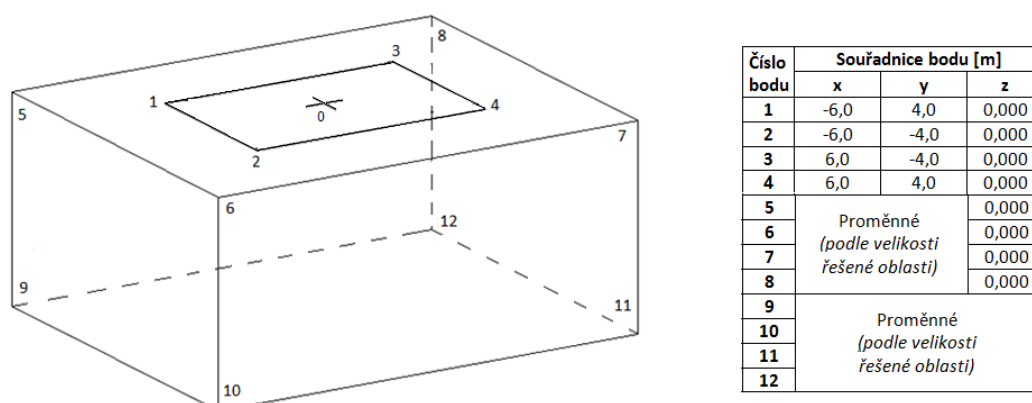
Hloubka deformační zóny:

$$\sigma_z - m_i \cdot \sigma_{or,i} = 0 \Rightarrow z_z = \underline{\underline{5,662}} \text{ m}$$

8.2.2 Tvorba interakčního modelu v programovém systému ANSYS

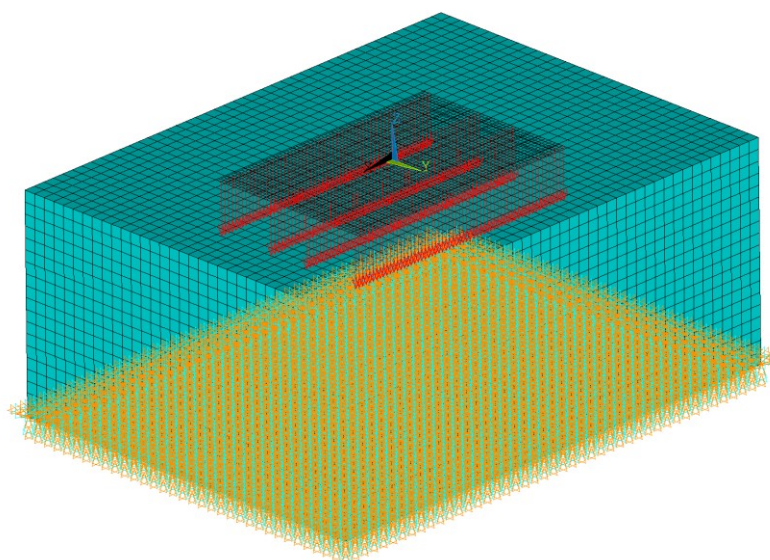
Pro vytvoření modelu základové desky byl použit plošný prvek SHELL 181, jemuž byla stanovena tloušťka 0,3 m. Model podloží byl vytvořen s využitím prostorového prvku SOLID 45. Materiálem číslo 1 byl označen beton s modulem pružnosti $E = 30,0 \text{ GPa}$ a Poissonovým součinitelem $\nu = 0,154$. Zemina byla označena jako materiál číslo 2 a její Poissonův součinitel $\nu = 0,35$, deformační modul $E_{def} = 4,3615 \text{ MPa}$. Při řešení úlohy byla zanedbávána vlastní tíha zemního masivu i základové desky.

Geometrie konstrukce byla zadávána souřadnicemi klíčových bodů (Obr. 88), které byly spojovány liniemi a následně byly tvořeny plochy a objemy. Ploše desky a objemu podloží byly přiřazeny prvky a definované materiálové charakteristiky.



Obr. 88.: Souřadnice klíčových bodů modelu základové desky

Prvky konečnoprvkové sítě desky měly rozměr 0,2 x 0,2 m a jednalo se o třístranné nebo čtyřstranné prvky. Při tvorbě prostorového modelu podloží byly zvolené čtyřstěnné nebo šestistěnné prvky o velikosti 1,0 x 1,0 x 1,0 m.



Obr. 89.: 3D model v programu ANSYS; základová deska s podélnými stěnami

Silové liniové zatížení o hodnotě 68 600 N/m působící ve čtyřech podélných liniích je namodelováno do jednotlivých uzlů vytvořené sítě a rozpočítáno podle jejich počtu. Okrajové podmínky modelu jsou zpracovány ve čtyřech variantách, které jsou následně vzájemně porovnávány z hlediska vlivu okrajových podmínek na výsledky analýzy interakce základové desky s podložím (Obr. 90).

Spolupůsobení základové desky a podloží bylo zajištěno kontaktem vytvořeným pomocí tzv. průvodce kontaktních úloh. Po provedení výpočtu se nechaly vykreslit celkové deformace, průběhy kontaktního napětí a průběhy vnitřních sil. Pro srovnávání a lepší interpretaci výsledků jsou jednotlivé veličiny vykresleny také v řezech.

8.2.2.1 Parametrická studie

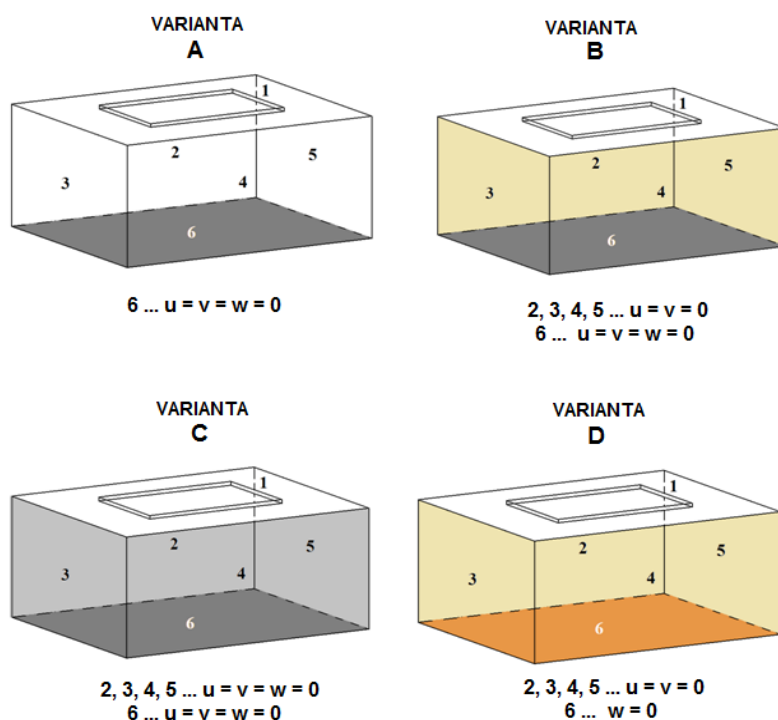
Pro trojrozměrný model základové desky pod podélnými stěnami byla vytvořena parametrická studie, ve které je možné sledovat vlivy okrajových podmínek a velikosti řešené oblasti na vznikající svislé deformace.

Hlediska vzájemného porovnávání různých variant modelů:

- vliv zvolených okrajových podmínek na deformace (varianty A, B, C, D)
- závislost deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží
- závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží
- vliv velikosti prostorového modelu podloží na deformace

a) Vliv zvolených okrajových podmínek na deformace (varianty A, B, C, D)

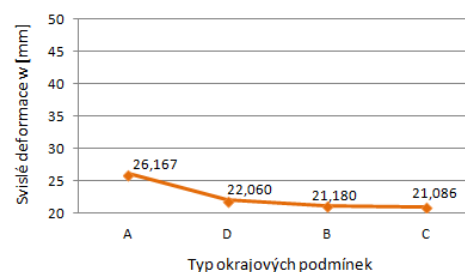
Vliv okrajových podmínek na deformace získané analýzou interakce desky s podložím, byl sledován u čtyř variant okrajových podmínek (Obr. 90).



Obr. 90.: Varianty okrajových podmínek; základová deska

Pro všechny typy okrajových podmínek je zachována stejná velikost modelu podloží. Nejdříve proběhlo srovnávání na modelu podloží o rozměrech 16,0 x 12,0 x 5,0 m. V následující tabulce a grafu jsou patrné rozdíly vypočítaných svislých deformací pro jednotlivé typy okrajových podmínek (Obr. 91).

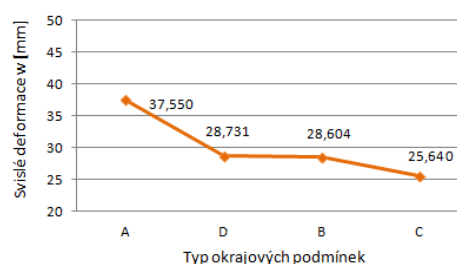
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 5,0	A	1,0 x 1,0 x 1,0	26,167
16,0 x 12,0 x 5,0	B		21,180
16,0 x 12,0 x 5,0	C		21,086
16,0 x 12,0 x 5,0	D		22,060



Obr. 91.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 16 x 12 x 5 m; základová deska

Pro model podloží o rozměrech 16,0 x 12,0 x 7,5 m jsou rozdíly vypočítaných svislých deformací v závislosti na typu okrajových podmínek znázorněny na Obr. 92.

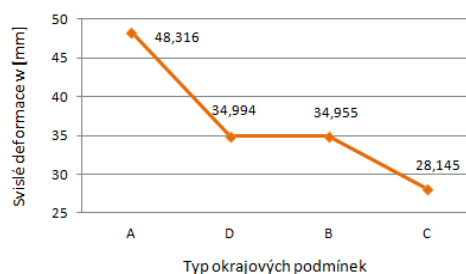
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 7,5	A	1,0 x 1,0 x 1,0	37,550
16,0 x 12,0 x 7,5	B		28,604
16,0 x 12,0 x 7,5	C		25,640
16,0 x 12,0 x 7,5	D		28,731



Obr. 92.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 16 x 12 x 7,5 m; základová deska

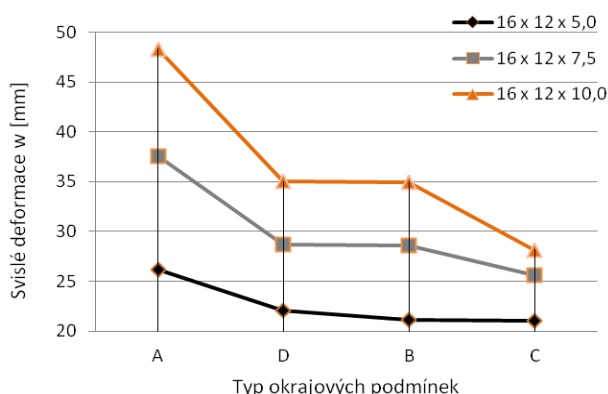
Pro model podloží o rozměrech 16,0 x 12,0 x 10,0 m jsou rozdíly vypočítaných svislých deformací v závislosti na typu okrajových podmínek zobrazeny na Obr. 93.

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	A	1,0 x 1,0 x 1,0	48,316
16,0 x 12,0 x 10,0	B		34,955
16,0 x 12,0 x 10,0	C		28,145
16,0 x 12,0 x 10,0	D		34,994



Obr. 93.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 16 x 12 x 10 m; základová deska

Všechny předchozí grafy jsou společně vykresleny v grafu 14, ve kterém lze sledovat vliv a význam zvolených okrajových podmínek v souvislosti s výslednými svislými deformacemi. Podle počátečního předpokladu vznikají největší svislé deformace u varianty A, u které se mohou obvodové stěny modelované oblasti volně přetvářet. U variant B a D je bráněno horizontálním deformacím obvodových stěn podloží. To má vliv na velikost svislých deformací, které jsou ve srovnání s variantou A menší. Nejmenší svislé deformace vznikají u varianty C, u které je okrajovými podmínkami bráněno všem posunům uzlů obvodových stěn reprezentujících podloží.



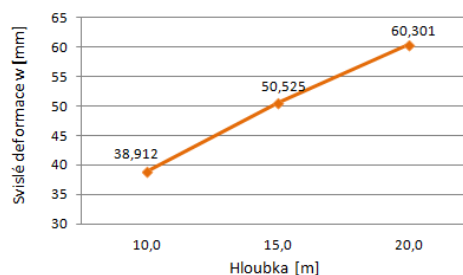
Graf 14: Závislost svislých deformací základové desky na zvolených okrajových podmínkách

b) Závislost deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží

Při zachování stejné půdorysné plochy podloží o velikosti 24,0 x 18,0 m, je sledována závislost deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží. Hloubka narůstá vždy o 5,0 m.

Pro okrajové podmínky varianty A je patrný lineární nárůst deformací s lineárně rostoucí hloubkou, což lze pozorovat v tabulce a grafu na Obr. 94.

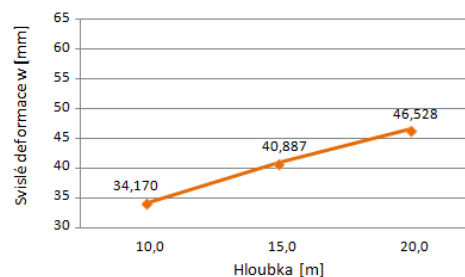
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
24,0 x 18,0 x 10,0	A	1,0 x 1,0 x 1,0	38,912
24,0 x 18,0 x 15,0			50,525
24,0 x 18,0 x 20,0			60,301



Obr. 94.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu A; základová deska

V tabulce a grafu na Obr. 95 je patrný nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty B.

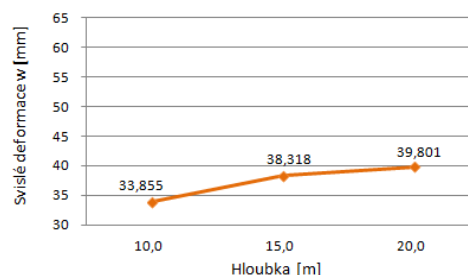
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
24,0 x 18,0 x 10,0	B	1,0 x 1,0 x 1,0	34,170
24,0 x 18,0 x 15,0			40,887
24,0 x 18,0 x 20,0			46,528



Obr. 95.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu B; základová deska

V tabulce a grafu na Obr. 96 lze sledovat nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty C. Čím je větší hloubka, tím více se projevují okrajové podmínky, které na svislých stěnách modelovaného podloží zabraňují posunům ve všech směrech.

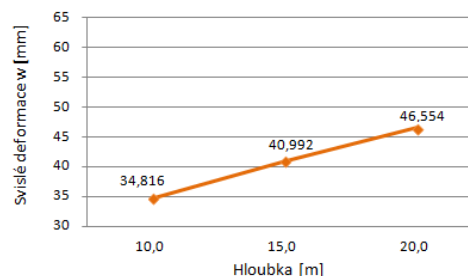
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
24,0 x 18,0 x 10,0	C	1,0 x 1,0 x 1,0	33,855
24,0 x 18,0 x 15,0			38,318
24,0 x 18,0 x 20,0			39,801



Obr. 96.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu C; základová deska

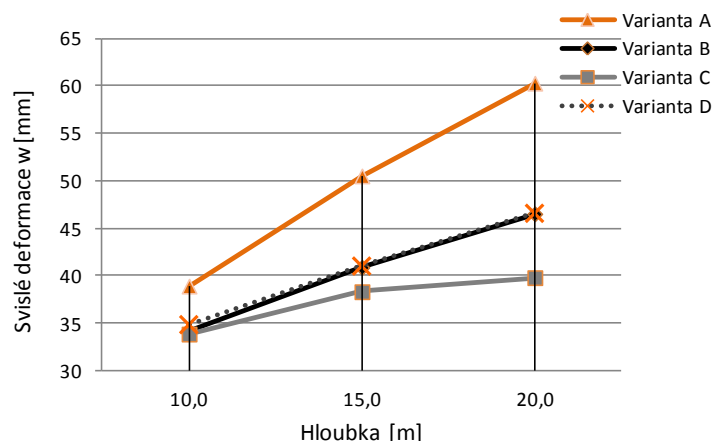
V tabulce a grafu (Obr. 97) lze sledovat nárůst deformací s rostoucí hloubkou pro okrajové podmínky varianty D.

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
24,0 x 18,0 x 10,0	D	1,0 x 1,0 x 1,0	34,816
24,0 x 18,0 x 15,0			40,992
24,0 x 18,0 x 20,0			46,554



Obr. 97.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu D; základová deska

Podle grafu 15 lze konstatovat, že s rostoucí hloubkou modelu podloží je volba okrajových podmínek rozhodujícím kritériem ovlivňujícím výsledné svislé deformace. Čím je hloubka modelovaného podloží větší, tím je větší rozdíl mezi deformacemi vypočtenými pro jednotlivé varianty okrajových podmínek.



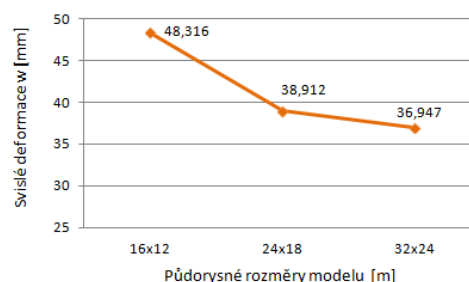
Graf 15: Závislost svislých deformací základové desky na proměnné hloubce podloží

c) Závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží

Dalším sledovaným hlediskem je závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy namodelovaného podloží, když je v jednotlivých modelech zachována stejná hloubka 10,0 m.

Zmíněná závislost pro variantu okrajových podmínek A je patrná v tabulce a grafu na Obr. 98.

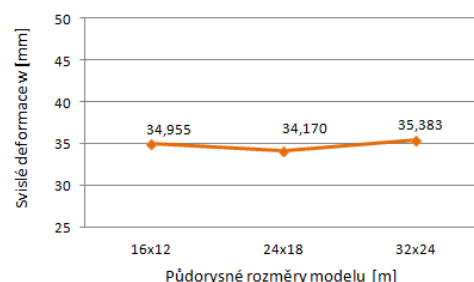
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	A	1,0 x 1,0 x 1,0	48,316
24,0 x 18,0 x 10,0			38,912
32,0 x 24,0 x 10,0			36,947



Obr. 98.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu A; základová deska

Závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží pro variantu okrajových podmínek B lze sledovat v tabulce a grafu na Obr. 99.

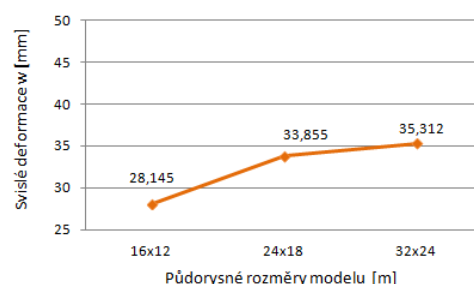
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	B	1,0 x 1,0 x 1,0	34,955
24,0 x 18,0 x 10,0			34,170
32,0 x 24,0 x 10,0			35,383



Obr. 99.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu B; základová deska

Závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží pro variantu okrajových podmínek C lze sledovat v tabulce a grafu na Obr. 100. S rostoucí půdorysnou velikostí podloží rostou také deformace. To znamená, že jsou-li podpory dále od desky, je vliv okrajových podmínek menší.

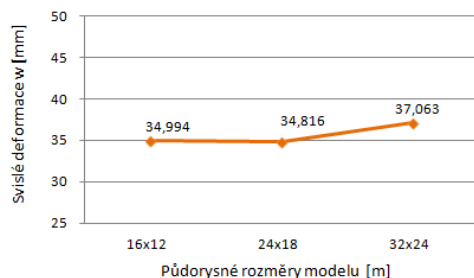
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	C	1,0 x 1,0 x 1,0	28,145
24,0 x 18,0 x 10,0			33,855
32,0 x 24,0 x 10,0			35,312



Obr. 100.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu C; základová deska

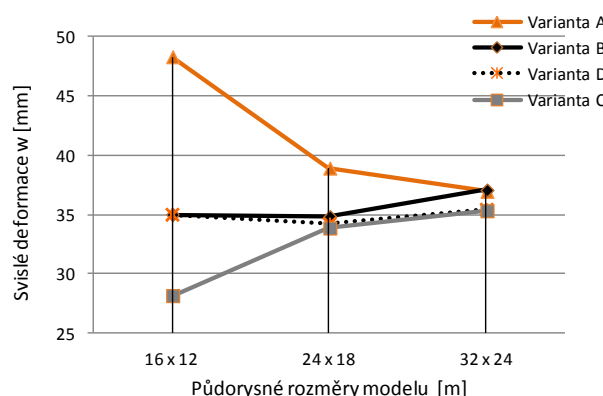
Závislost deformací na proměnné velikosti půdorysné plochy modelu podloží pro variantu okrajových podmínek D je patrná v tabulce a grafu na Obr. 101.

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	D	1,0 x 1,0 x 1,0	34,994
24,0 x 18,0 x 10,0			34,816
32,0 x 24,0 x 10,0			37,063



Obr. 101.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu D; základová deska

Ze závislosti deformací na proměnných rozměrech půdorysné plochy podloží je důležitým poznatkem, že pro všechny varianty vliv okrajových podmínek slábne se zvětšující se půdorysnou plochou podloží (graf 16). Při dostatečné velikosti půdorysných rozměrů modelu podloží se pro různé varianty okrajových podmínek zmenšují rozdíly v deformacích.



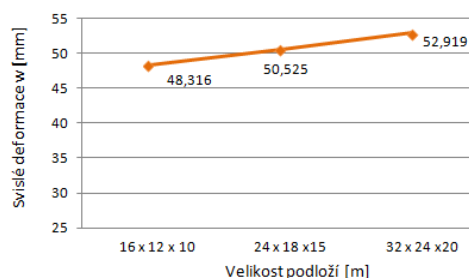
Graf 16: Závislost svislých deformací základové desky na proměnné velikosti půdorysné plochy podloží

d) Vliv velikosti prostorového modelu podloží na deformace

Řešená oblast byla zvětšována ve směru osy x , y i z . Aby byl vliv takto zvětšujícího se modelu podloží dobře sledovatelný, byl zachován poměr mezi jednotlivými velikostmi modelu podloží. Velikost prvků konečnoprvkové sítě byla ve všech případech stejná. Vznikající deformace jsou ovlivněny současně půdorysnými rozměry i hloubkou podloží.

Pro variantu A měly deformace tendenci narůstat s rostoucí hloubkou, zatímco se zvětšujícím se půdorysným rozměrem podloží deformace klesaly. Vzhledem k tomu že, v tabulce a grafu na Obr. 102 mají deformace rostoucí charakter, převládá vliv hloubky řešené oblasti.

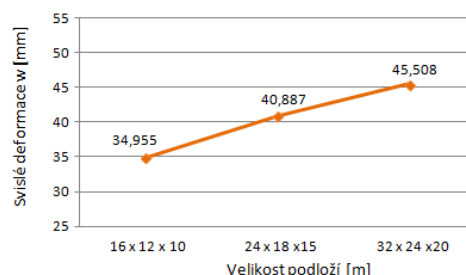
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	A	1,0 x 1,0 x 1,0	48,316
24,0 x 18,0 x 15,0			50,525
32,0 x 24,0 x 20,0			52,919



Obr. 102.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu A; základová deska

Také u varianty B má hloubka oblasti významnější vliv na svislé deformace než její půdorysné rozměry. (Obr. 103)

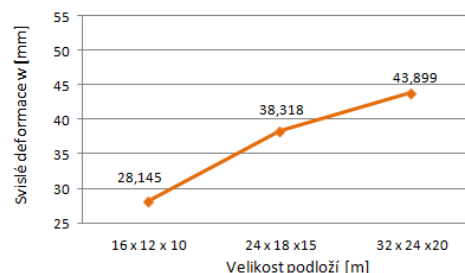
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	B	1,0 x 1,0 x 1,0	34,955
24,0 x 18,0 x 15,0			40,887
32,0 x 24,0 x 20,0			45,508



Obr. 103.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu B; základová deska

U varianty C měly svislé deformace rostoucí charakter v závislosti na rostoucí hloubce i zvětšujících se půdorysných rozměrech. V kombinaci těchto dvou parametrů deformace narůstají, ale z tabulky a grafu (Obr. 104) nelze jednoznačně určit, který z nich má převažující vliv.

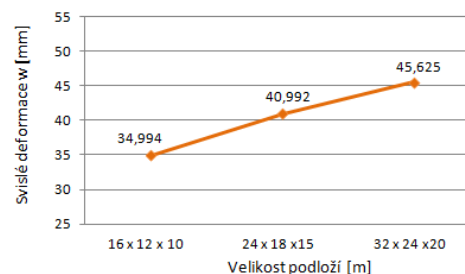
Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	C	1,0 x 1,0 x 1,0	28,145
24,0 x 18,0 x 15,0			38,318
32,0 x 24,0 x 20,0			43,899



Obr. 104.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu C; základová deska

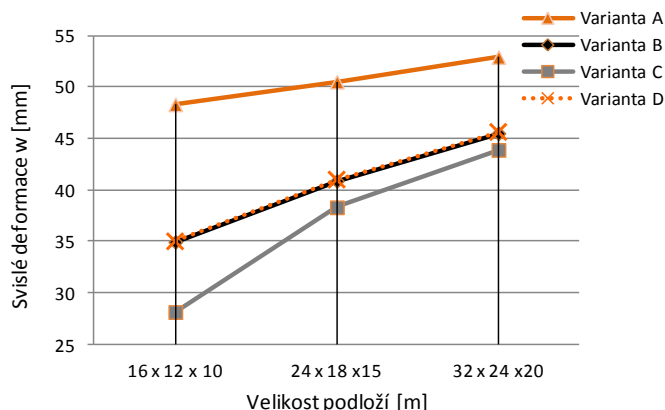
Stejně jak tomu bylo u varianty A a B má hloubka oblasti významnější vliv na svislé deformace než její půdorysné rozměry i pro variantu D (Obr. 105).

Rozměry modelu podloží [m]	Okrajové podmínky	Velikost prvku sítě [m]	Výsledné svislé deformace w [mm]
16,0 x 12,0 x 10,0	D	1,0 x 1,0 x 1,0	34,994
24,0 x 18,0 x 15,0			40,992
32,0 x 24,0 x 20,0			45,625



Obr. 105.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu D; základová deska

Z grafu 17 společného pro všechny varianty okrajových podmínek vyplývá, že čím je větší řešená oblast, tím jsou větší také deformace.

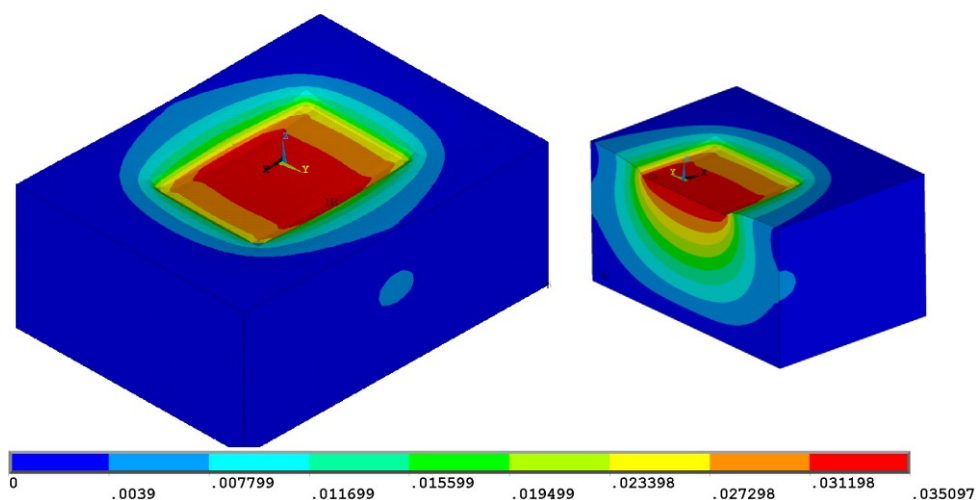


Graf 17: Závislost svislých deformací základové desky na proměnné velikosti prostorového modelu podloží

V souvislosti s řešením interakce mezi základovou deskou a podložím bylo v programu ANSYS vytvořeno 110 různých modelů. Modely se lišily okrajovými podmínkami, velikostí řešené oblasti, velikostí konečnoprvkové sítě, či použitím lineárního a nelineárního materiálového modelu.

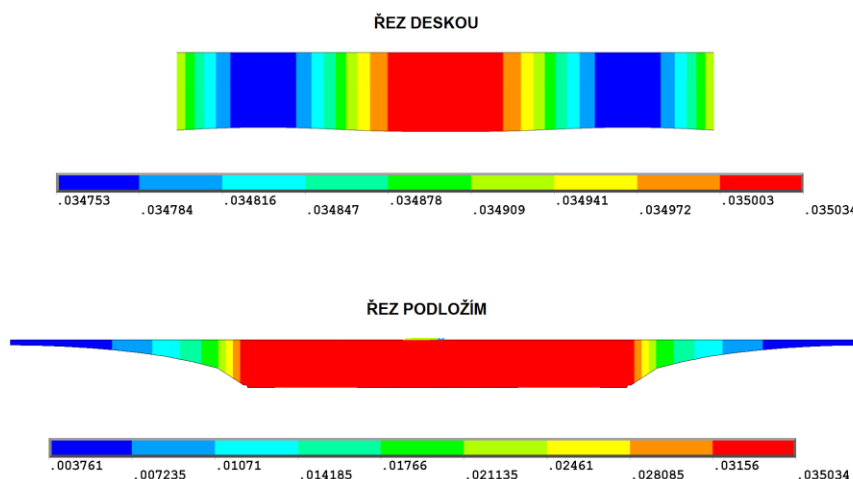
8.2.2.2 Výsledná napjatost a deformace desky

Výsledky a výstupy pro rozměry podloží 24,0 x 18,0 x 10,0 m, velikost sítě 0,55 x 0,55 x 0,55 m a okrajové podmínky varianty D, jsou uvedeny na následujících obrázcích. Na Obr. 106 jsou vykresleny celkové deformace, ze kterých je patrný vliv okrajových podmínek, které zabraňují horizontálním posunům obvodových stěn modelu a vertikálním posunům podstavy.

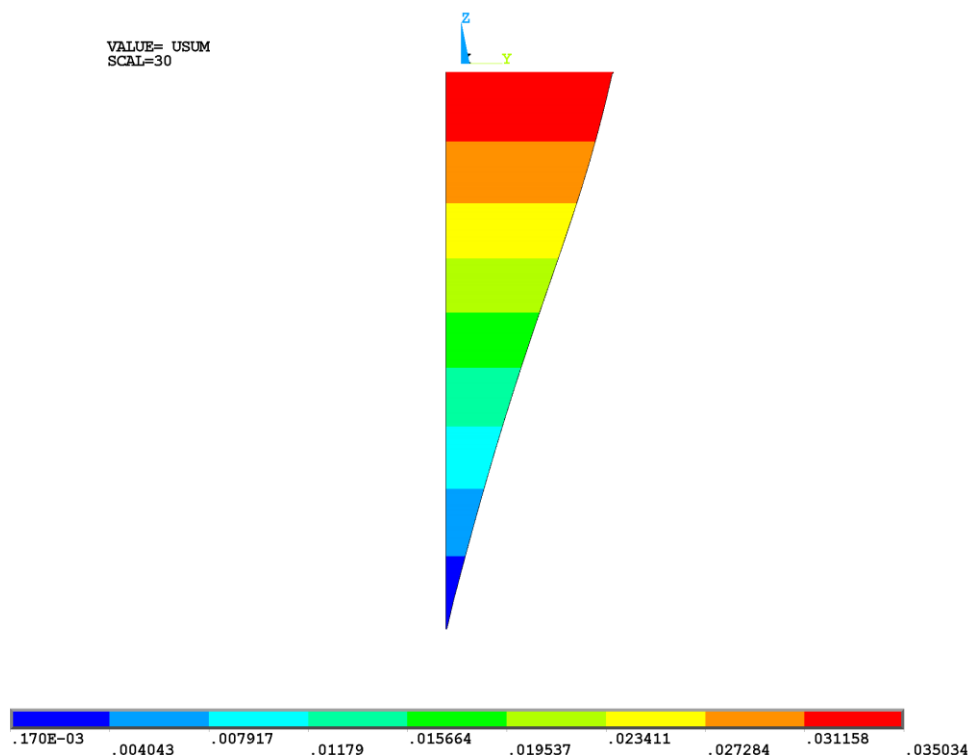


Obr. 106.: Model ANSYS: Celkové deformace, vertikální řez podložím [m]; základová deska

Na Obr. 107 jsou vykresleny celkové deformace v horizontálním řezu deskou a podloží, kde je zřejmé, že deformace základové desky a podloží pod ní se shodují. U obou je maximální hodnota svislé deformace 35,054 mm. Zobrazení deformací v řezu deskou je zvětšeno tak, aby byl patrný tvar deformované desky. Na Obr. 108 jsou zachyceny celkové deformace ve vertikálním řezu podloží.

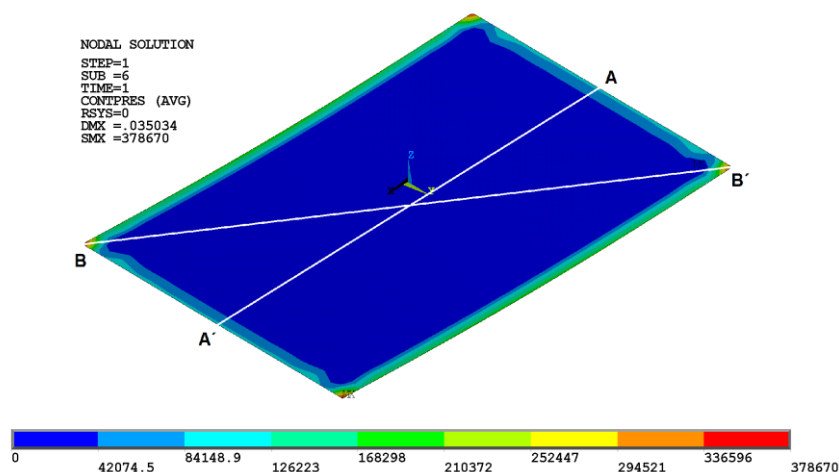


Obr. 107.: Model ANSYS: Celkové deformace v horizontálním řezu středem desky a podloží [m]; základová deska

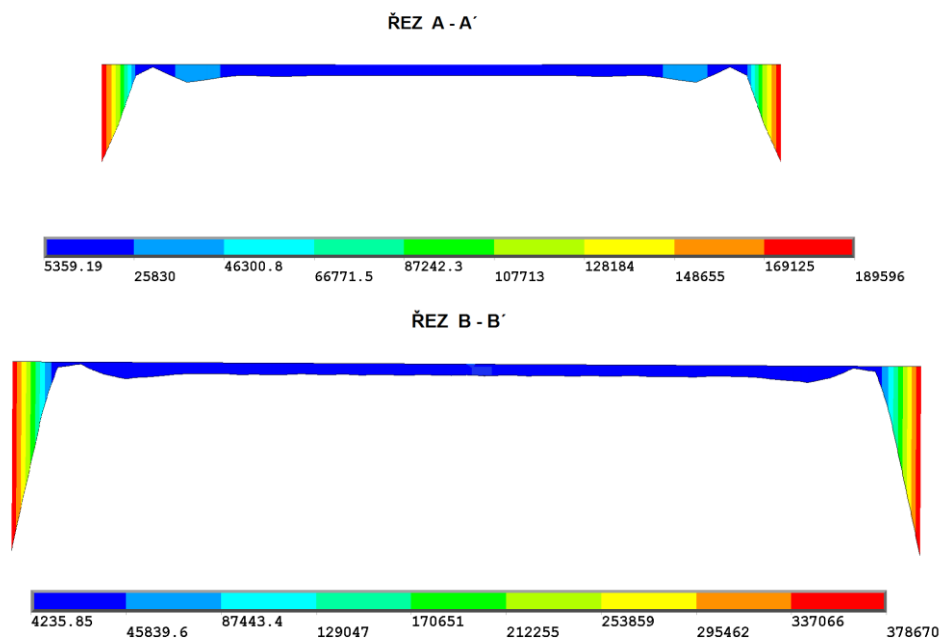


Obr. 108.: Model ANSYS: Průběh deformace do hloubky podloží, vertikální řez vedeným středem podloží [m]; základová deska

Rozdělení kontaktního napětí je zobrazeno na Obr. 109 a Obr. 110. Po obvodu desky a v jejích rozích dochází ke koncentraci kontaktního napětí, kde napětí prudce narůstá. To je možné sledovat také v příčném a šikmém řezu deskou. Špičky představující rostoucí kontaktní napětí je možné v programu ANSYS omezit.

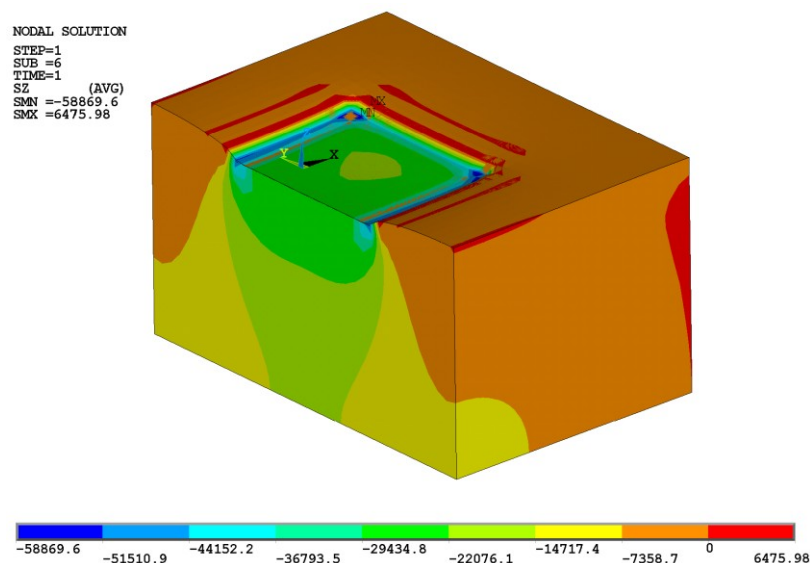


Obr. 109.: Model ANSYS: Kontaktní napětí a vyznačení řezů [Pa]; základová deska



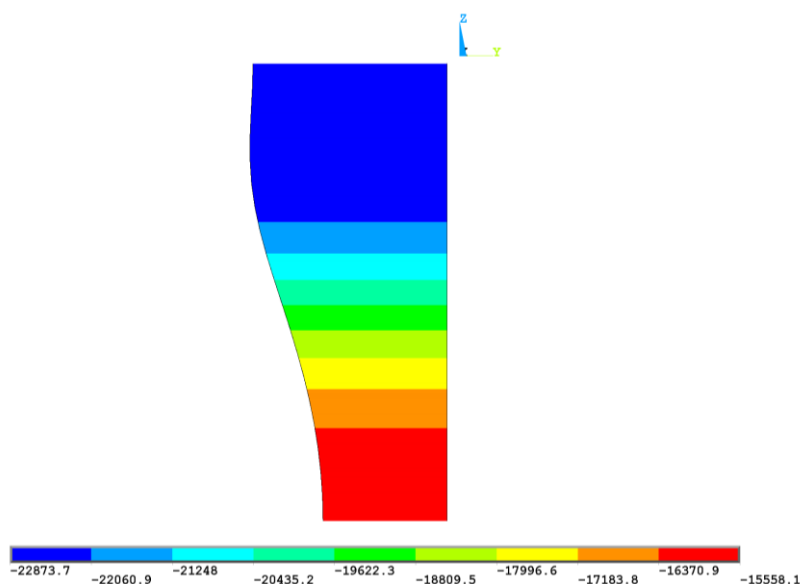
Obr. 110.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – příčný řez A – A' [Pa]; základová deska

Svislá složka napětí σ_z v podloží je vykreslena na Obr. 111. V místě poklesové kotliny se vyskytují tahová napětí v zemině, která jsou znázorněná červeně zbarvenými oblastmi.



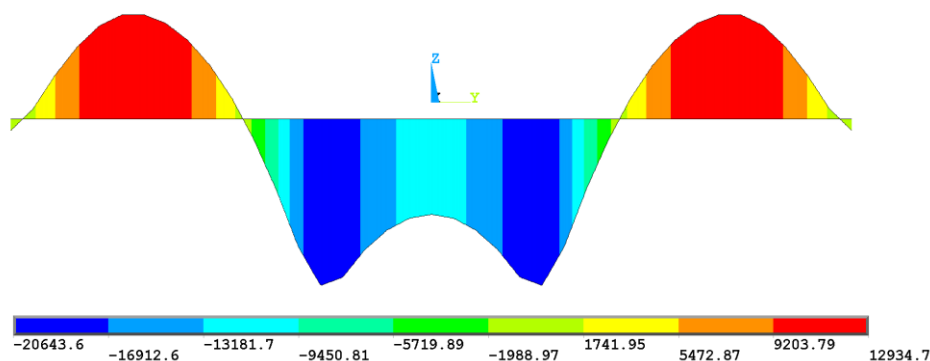
Obr. 111.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – šikmý řez B – B' [Pa]; základová deska

Průběh σ_z v závislosti na rostoucí hloubce je znázorněn ve vertikálním řezu vedeném středem podloží od horního povrchu k dolnímu (Obr. 112).



Obr. 112.: Model ANSYS: Průběh napětí σ_z – vertikální řez vedený středem podloží od horního povrchu k dolnímu [Pa]; základová deska

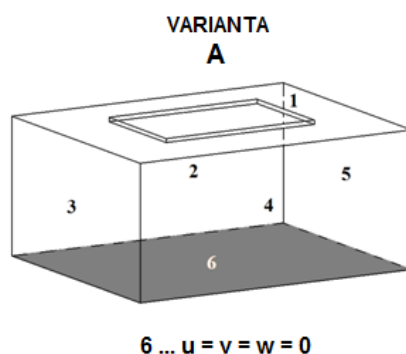
Průběh měrných ohybových momentů v příčném řezu středem desky je vykreslen na Obr. 113.



Obr. 113.: Model ANSYS: Průběh měrných ohybových momentů [Nm/m]; základová deska

8.2.2.3 Porovnání vypočítaných deformací s výsledky stanovenými jinými metodami

Výsledné deformace získané analýzou v programovém systému ANSYS byly porovnány s deformacemi vypočítanými dle Hookova zákona (64), (65) a (66). Zatížení bylo rozloženo do všech uzlů plochy základové desky, takže působí na ploše 12,0 x 8,0 m. Z hlediska okrajových podmínek byla použita varianta A (Obr. 114).

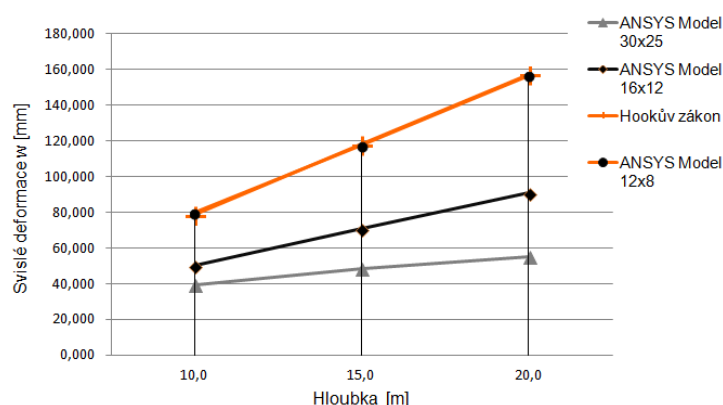


Obr. 114.: Model ANSYS: Okrajové podmínky varianty A; základová deska

Aby se hodnoty deformací vypočítaných z Hookova zákona a získaných analýzou modelu vytvořeného v programu ANSYS shodovaly, bylo nutné vytvořit model o takových půdorysných rozměrech podloží, které byly totožné s velikostí desky. Je tak zanedbán vliv okolní zeminy a svislé deformace se mění ve stejném poměru jako hloubka oblasti. V případech, kdy byla zvětšována půdorysná plocha, a tedy rostl vliv okolní zeminy, nebyl

zachován poměr nárůstu hloubky a deformací. Při tvorbě modelu v programu ANSYS byla použita síť o velikosti prvku 1,0 x 1,0 x 1,0 m.

V grafu 18 vytvořeného z hodnot v Tab. 13 je patrné, že čím je půdorysná plocha řešené oblasti větší, tím je při rostoucí hloubce pomalejší nárůst deformací.



Graf 18: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace základové desky

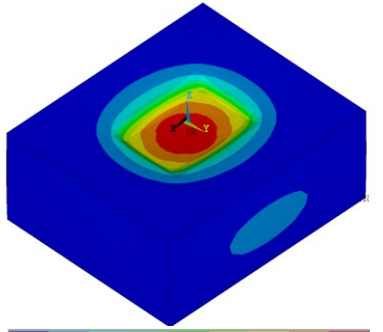
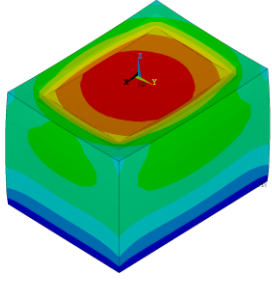
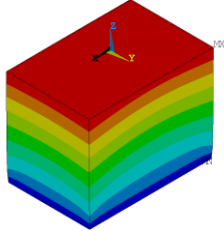
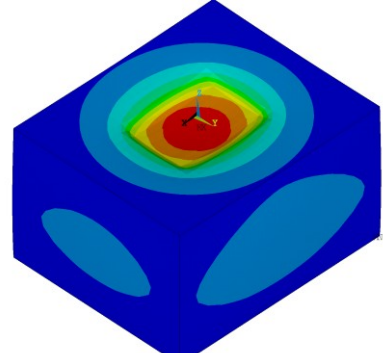
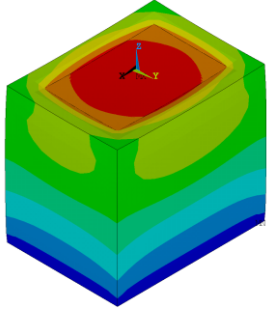
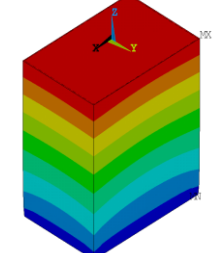
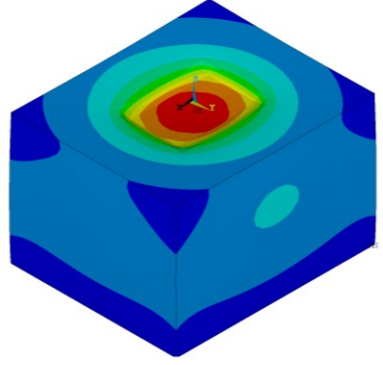
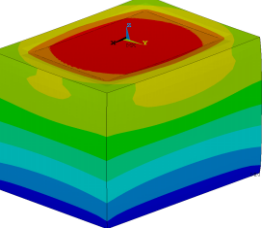
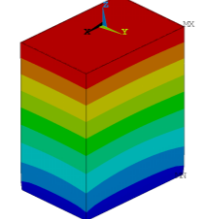
Tab. 13: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace; základová deska

Hloubka podloží h [m]	Vypočítané svislé deformace w [mm]			
	Půdorysné rozměry modelu v programu ANSYS [m]			Hookův zákon
	30 x 25	16 x 12	12 x 8	
10,0	39,003	50,226	79,670	78,643
15,0	48,197	70,887	117,623	117,964
20,0	54,988	90,775	156,537	157,285

Pro různé velikosti řešené oblasti jsou vykresleny deformace v Tab. 14, ve které je možné sledovat, jak se průběh deformací mění v závislosti na půdorysných rozměrech podloží. Tab. 14 je z důvodu své velikosti uvedena na následující straně 129.

V pravém sloupci Tab. 14 byla dosažena shoda deformací stanovených výpočtem dle Hookova zákona a analýzou 3D modelu.

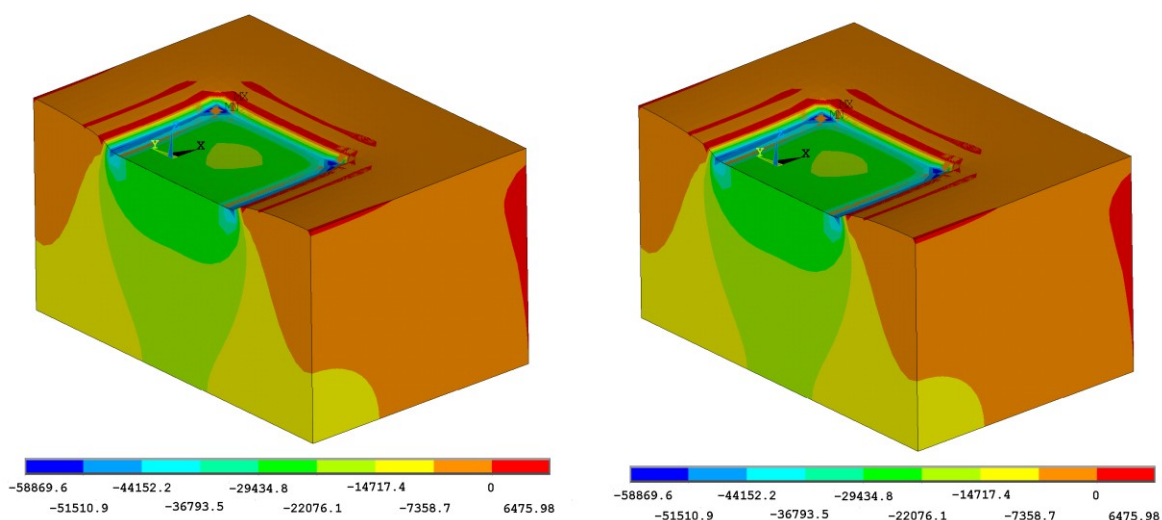
Tab. 14: Model ANSYS: Závislost deformací na půdorysných rozměrech modelovaného podloží a jeho hloubce; základová deska

Hloubka [m]	Půdorysné rozměry modelovaného podloží [m]		
	30 x 25	16 x 12	12 x 8
10	 0 .004334 .008667 .017335 .021669 .026002 .030336 .03467 .039003	 0 .011161 .022322 .033484 .044645 .050226	 0 .008852 .017705 .035409 .053114 .070818 .07967
15	 0 .005355 .01071 .016066 .021421 .026776 .032131 .037487 .042842 .048197	 0 .015753 .031505 .047258 .06301 .070887	 0 .026138 .052277 .078415 .104554 .117623
20	 0 .00611 .01222 .018329 .024439 .030549 .036659 .042768 .048878 .054988	 0 .020172 .040345 .060517 .080689 .09077	 0 .034786 .069572 .104358 .139144 .156537

8.2.2.4 Nelineární analýza

Nelineární materiálový model je definován modulem pružnosti E , Poissonovým součinitelem ν , úhlem vnitřního tření $\varphi = 25^\circ$ a soudržností zeminy $c = 15$ kPa. Číselné hodnoty těchto parametrů odpovídají charakteristikám jílovité spraše. Úhel dilatance zohledňuje velikost plastické objemové expanze a pro jílovité zeminy platí, že vykazují malou míru dilatance $\psi \approx 0$ a tedy při smyku příliš nemění svůj objem.

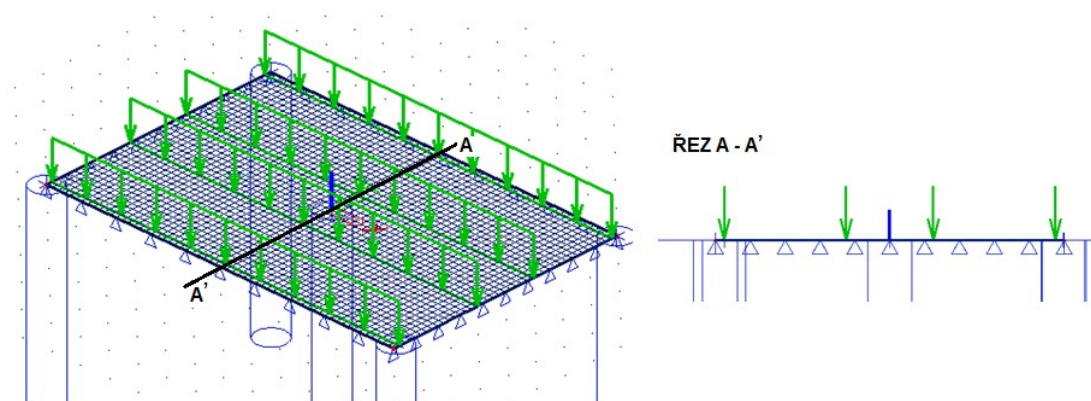
Pro model velikosti 24,0 x 18,0 x 10,0 m o velikost sítě 0,55 x 0,55 x 0,55 m, bylo zjištěno při srovnání výsledných deformací i napjatosti lineární a nelineární analýzy, že tahová napětí vznikající v zemině jsou v přípustných mezích. Ani při analýze nelineárního materiálového modelu nevznikaly plastické deformace a napětí. V reálných podmínkách je zemina schopná přenášet v menší míře i tahová napětí. Vznik tahového napětí v zemině umožňuje i použitá podmínka plasticity (Obr. 122). Při vykreslení deformací a napjatosti nebyly mezi lineárním a nelineárním materiálovým modelem zjištěny žádné odchylky. I v případech, kdy byla konečnoprvková síť zhuštěna a extrémní hodnoty napětí v tlaku i tahu narostly, ke zplastizování nedošlo. Červené oblasti na Obr. 115 představují tahová napětí v zemině. Na Obr. 115 je porovnání lineárního a nelineárního materiálového modelu na příkladu svislé složky napětí σ_z v podloží. Průběh σ_z je pro oba modely identický.



Obr. 115.: Model ANSYS: Srovnání napětí σ_z lineárního a nelineárního materiálového modelu; základová deska

8.2.3 Tvorba výpočtového modelu v programu Scia Engineer

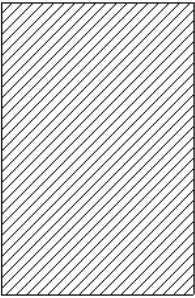
Základová betonová deska tloušťky 300 mm byla vytvořena jako plošná konstrukce z betonu třídy C25/30. Této třídě betonu je automaticky přiřazena hodnota modulu pružnosti $E = 31,5$ GPa a program nedovoluje tuto hodnotu upravit. Vzhledem k tomu, že v zadání úlohy je stanoveno $E = 30$ GPa, vznikla u modelu v programu Scia Engineer odlišnost již ve vstupních údajích. Pro síť o velikosti prvků $0,2 \times 0,2$ m bylo vygenerováno 2501 uzlů a vytvořeno 2400 2D prvků. Úloha byla řešena na základě Mindlinovy teorie ohybu desek. Vytvořená deska byla zatížena liniově rovnoměrným spojitým zatížením, jehož hodnota byla 68,6 kN/m. Toto liniové zatížení působí v podélném směru desky a je vyvoláno ztužujícími stěnami. Při řešení úlohy je zanedbána vlastní tíha desky.



Obr. 116.: Model základové desky na podloží vytvořený v programu Scia Engineer

Geologické poměry zemního prostředí byly charakterizovány prostřednictvím profilu vrtu. Geologický profil byl vytvořen jednou vrstvou, jejíž tloušťka je 7,5 m. V této vrstvě jsou vlastnosti zemního prostředí definovány Poissonovým součinitelem, modulem přetvárnosti a objemovou tíhou. Hladina podzemní vody je záměrně zadána ve větší hloubce, než je tloušťka vrstvy. Hodnota opravného součinitele $m = 0,2$ je stanovena dle EC 7 [55]. (Obr. 117).

Jméno	GP1
Hladina vody [m]	10,000
Vrstvy	
1	
Jméno vrstvy	
Tloušťka [m]	7,500
Edef [MN/m ²]	4,3615e+00
Poisson	0,35
Obj. tíha suché zeminy [kN/m ³]	18,5
Obj. tíha mokré zeminy [kN/m ³]	23,0
m	0,2



Obr. 117.: Charakteristika vlastností zemního prostředí; základová deska

Jednotlivé analýzy se odlišovaly použitými typy plošných podpor a jejich výsledky byly vzájemně porovnány. Při srovnávání byla také sledována závislost vypočtených deformací a stavu napjatosti na zadaných a dopočítaných parametrech C .

Řešení interakce desky s podložím bylo v programu Scia Engineer rozděleno na tři části:

- Analýza využívající plošnou podporu typu SOILIN.
- Analýza využívající plošnou podporu typu „jednotlivě“.
- Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“.

8.2.3.1 Analýza využívající plošnou podporu typu SOILIN

Parametry modulu SOILIN

Velikost prvku pro zeminu byla zvolena 0,5 m. Všechny výpočty modulem SOILIN byly ukončeny po třetí nebo čtvrté iteraci.

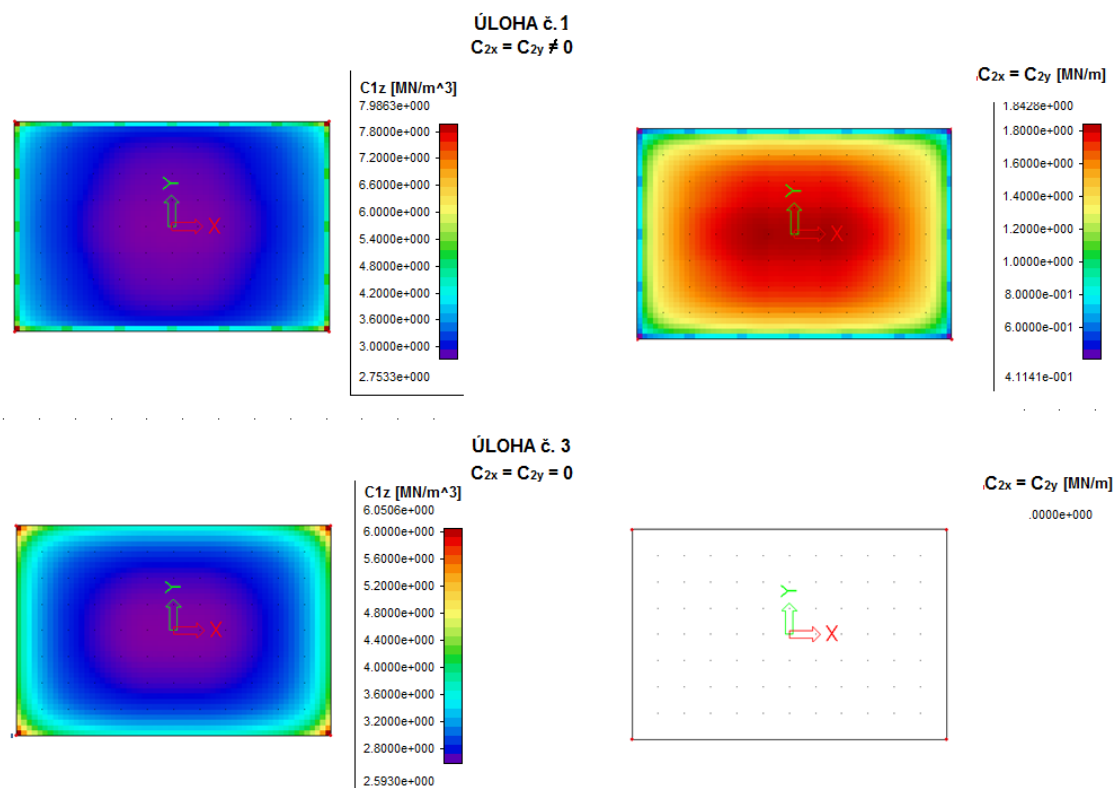
V Tab. 15 je ukázáno několik výpočtů, které se lišily ve vstupních hodnotách parametrů C , vstupujících do iteračního výpočtu modulu SOILIN. Srovnáváme-li úlohu č. 1 s úlohou č. 2, lze konstatovat, že v iteračním výpočtu téměř nemají vstupní parametry C vliv na výsledné deformace ani hloubku deformační zóny. To platí také při vzájemném srovnání úlohy č. 3 s úlohou č. 4.

Tab. 15: Modul SOILIN: Závislost deformací a hloubky deformační zóny na vstupních parametrech C , základová deska

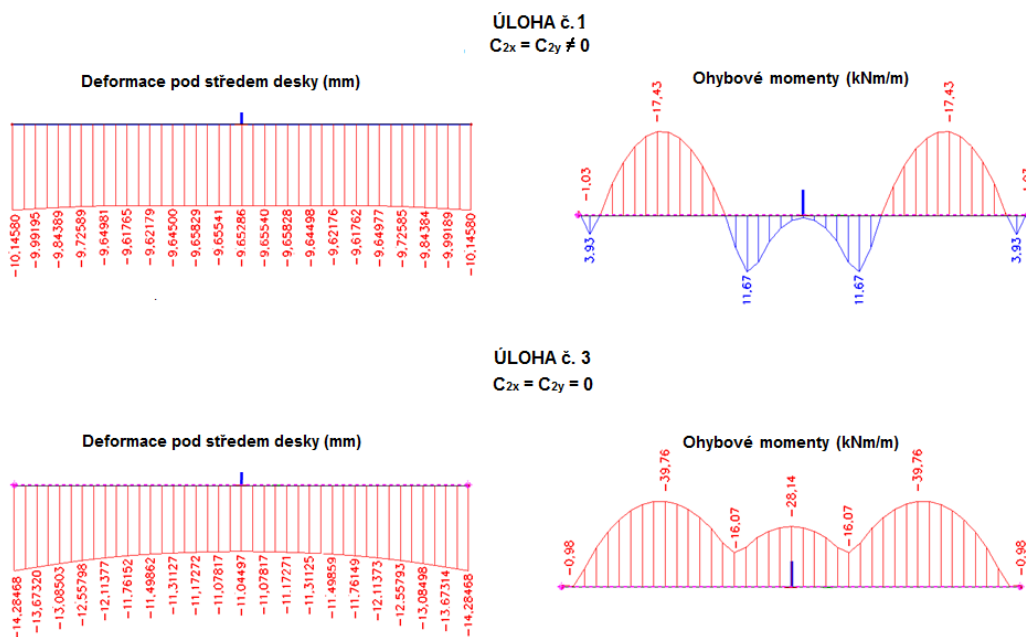
Číslo úlohy	Vstupní parametry C [MN/m ³]			Deformace pod středem základu [mm]	Hloubka deformační zóny [m]
	$C_{1x} = C_{1y}$	C_{1z}	$C_{2x} = C_{2y}$		
1.	0,10	10,00	5,00	10,146	5,508
2.	0,10	5,00	0,10	10,138	5,490
3.	0,10	5,00	0,00	14,285	5,716
4.	0,00	1,00	0,00	14,294	5,700

Rozdíly v deformacích se vyskytují v závislosti na parametrech C_{2x} a C_{2y} . V úlohách č. 3 a č. 4 se parametry $C_{2x} = C_{2y} = 0$. Proto nevstupují do iteračního procesu modulu SOILIN a i po výpočtu jsou nulové (Obr. 118). Při řešení úloh tedy není započítán vliv okolního prostředí. V úlohách č. 1 a č. 2, ve kterých jsou oba parametry C_{2x} a C_{2y} nenulové a vstupují do iteračního výpočtu, je vliv okolního prostředí zohledněn (Obr. 118).

Výsledkem toho je, že v úlohách č. 1 a č. 2 jsou výsledné deformace menší, než v úlohách č. 3 a č. 4. To je patrné na Obr. 119, kde jsou srovnány výsledné deformace a měrné ohybové momenty úloh č. 1 a č. 3.



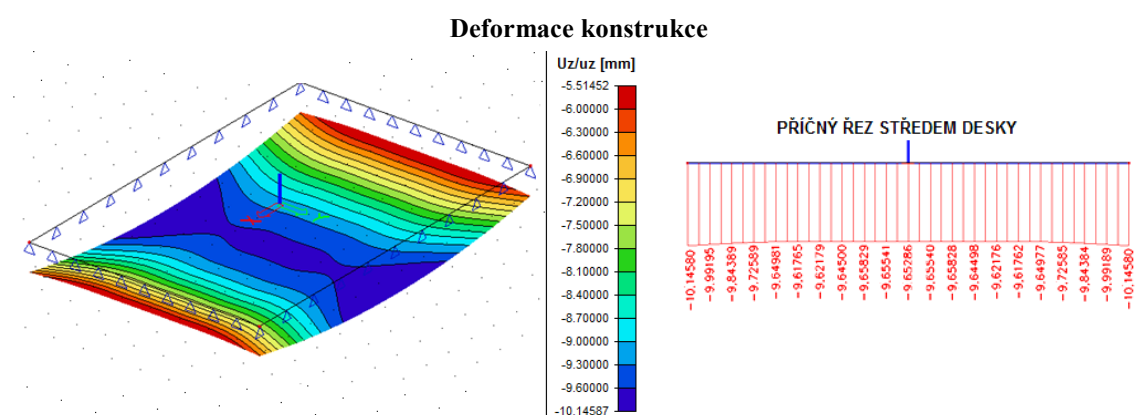
Obr. 118.: Rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} v úlohách č. 1 a č. 3; základová deska



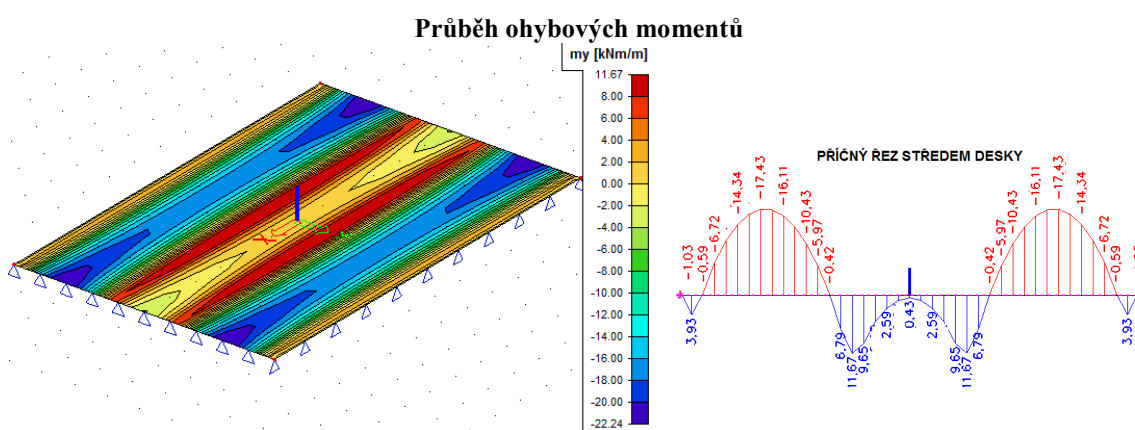
Obr. 119.: Modul SOILIN: Srovnání úlohy č. 1 a č. 3 z hlediska výsledných deformací a měrných ohybových momentů; základová deska

Výsledná deformace desky, napjatost a hloubka deformační zóny

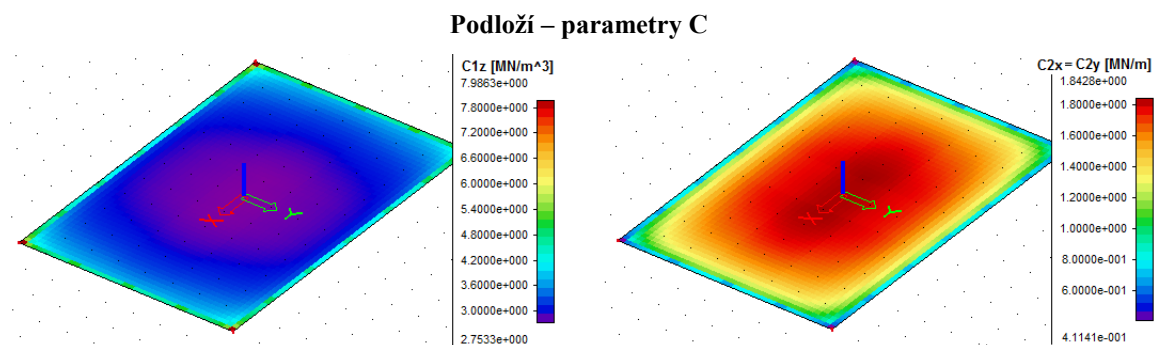
Pro prezentaci výsledků vypočítaných modulem SOILIN byla vybrána úloha č. 1. Na Obr. 120 jsou vykresleny svislé deformace konstrukce. Maximální hodnota je na okraji desky a činí 10,1458 mm. Průběh měrných ohybových momentů v příčném řezu vedeném středem desky jsou zobrazeny na Obr. 121. Na Obr. 122, na kterém je vykresleno rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} v celé ploše desky, lze sledovat po obvodu desky vyšší tuhost. Na Obr. 123 jsou vykreslena kontaktní napětí a jejich řezy pro všechny provedené iterace. Výpočet byl ukončen po třetí iteraci, kde je patrný větší nárůst napětí na okrajích desky.



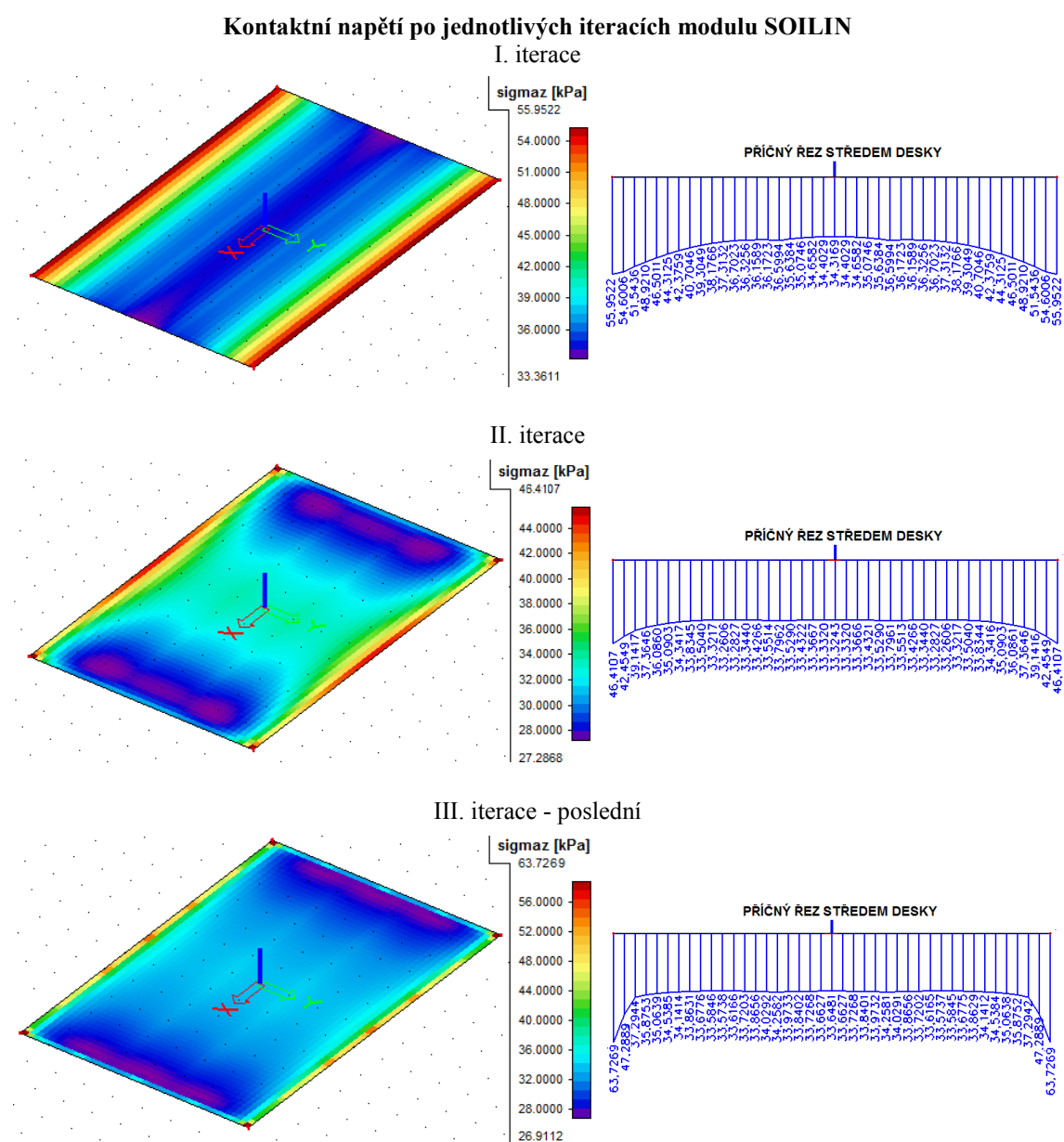
Obr. 120.: Modul SOILIN: Deformace základové desky



Obr. 121.: Modul SOILIN: Měrné ohybové momenty základové desky, m_y



Obr. 122.: Modul SOILIN: Rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} ; základová deska



Obr. 123.: Modul SOILIN: Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích, základová deska

V následující Tab. 16 jsou vykresleny diagramy napětí v zemině pod třemi body základu. V diagramech je také vyčíslena hloubka deformační zóny. V levém sloupci Tab. 16 jsou vykresleny diagramy napětí z programu Scia Engineer. V pravém sloupci je průběh napětí a hloubka deformační zóny vypočtená na základě principů stanovených v ČSN 73 1001 [53] a vzorce (52). Tyto principy jsou použité také ve výpočetním procesu programu Scia Engineer a tudíž jsou podle předpokladu hloubky deformační zóny obdobné (Tab. 16).

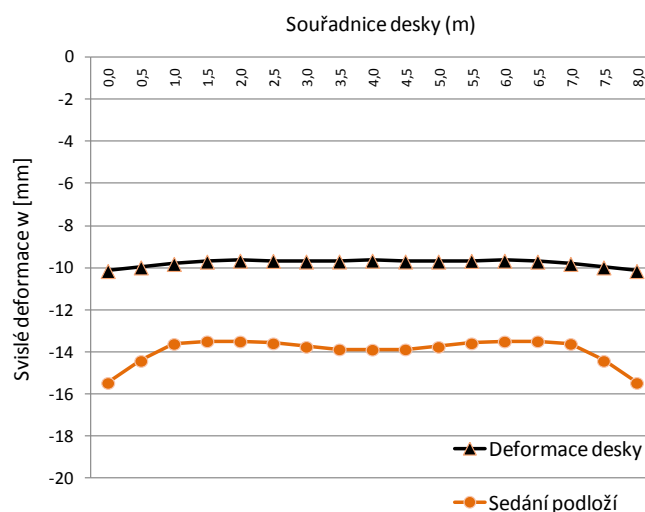
Tab. 16: Diagram napětí v zemině, základová deska

Umístění bodu	Diagram napětí v zemině	
	Scia Engineer	ČSN 73 1001 [53]
Pod středem základu	<p>BH2 X= 0,000 m Y= 0,000 m</p>	
Pod charakteristickým bodem základu	<p>433 X= 3,780 m Y= 2,520 m</p>	
Pod rohem základu	<p>BH1 X= -6,000 m Y= -4,000 m</p>	

Pod středem základu je z programu Scia Engineer stanovena hloubka deformační zóny $z_z = 5,508$ m, pod charakteristickým bodem $z_z = 4,636$ m a pod rohem základu $z_z = 2,980$ m. Odchyly od hloubky deformační zóny stanovené podle vzorce (52) jsou způsobené mocností i -té vrstvy h_i , která ovlivňuje přesnost výpočtu.

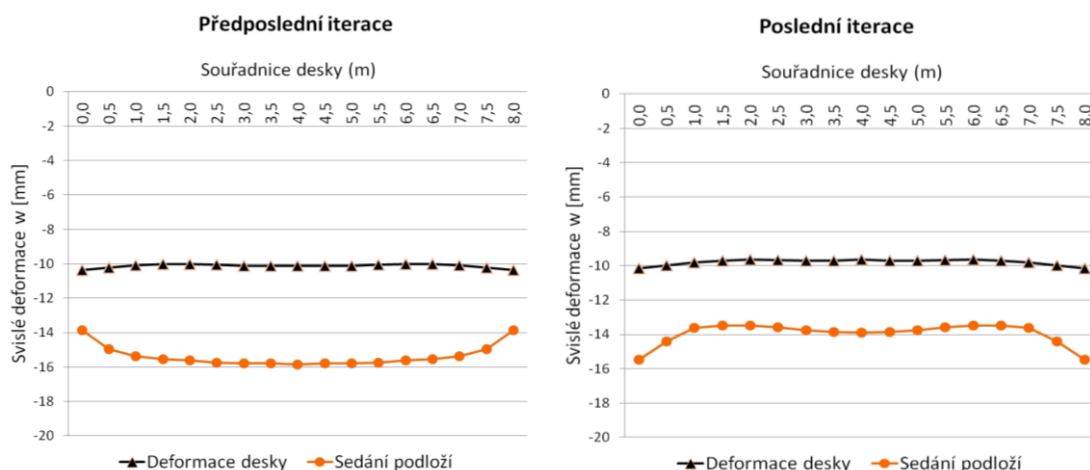
Grafické znázornění výsledných deformací desky a sedání podloží

Průběh výsledných deformací v příčném řezu středem desky je vykreslem v grafu 19, ve kterém je možné sledovat deformace desky a sedání podloží získané po ukončení výpočtu programem Scia Engineer.



Graf 19: Deformace základové desky a sedání podloží v příčném řezu středem desky

Iterační výpočet byl ukončen ve chvíli, kdy se vypočítaná hodnota svislého posunu ve dvou po sobě jdoucích cyklech téměř nelišila. Na Obr. 124 je pro názornost vykreslen průběh deformací desky a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci, po které je výpočet ukončen.



Obr. 124.: Deformace základové desky a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci

8.2.3.2 Analýza využívající plošnou podporu typu „jednotlivě“

Parametry plošné podpory typu „jednotlivě“

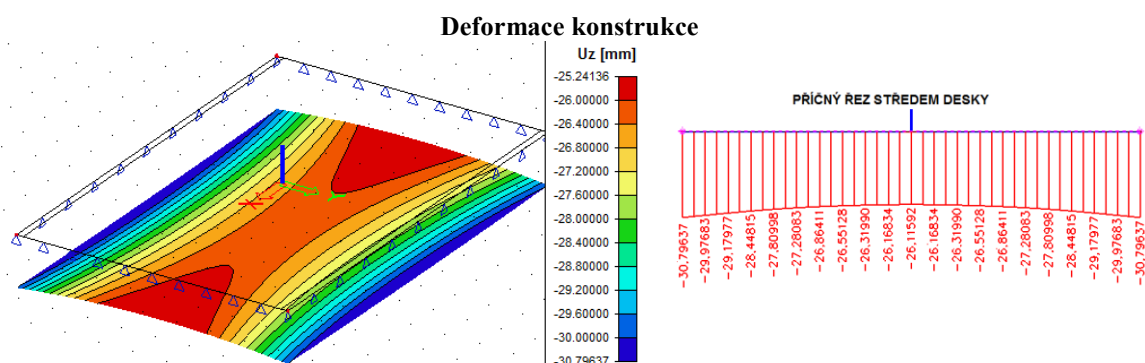
U plošné podpory typu „jednotlivě“ program počítá s parametry C přímo zadanými uživatelem. I pro tuto podporu bylo zpracováno několik variant, u kterých je sledován vliv zvolených parametrů na výsledky. V úlohách č. 1, 2 a 3 byly zadávány hodnoty C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} a C_{2y} v intervalu $\langle 0;5 \rangle$. V publikovaném článku [44] je také řešena interakce desky na Winklerově podloží, přičemž modul podloží $k = 1,250 \text{ MN/m}^3$. V programu Scia Engineer byla v úlohách č. 1, 2 a 3 zachována hodnota $C_{1z} = 1,250 \text{ MN/m}^3$. Vypočtené deformace se téměř neliší (Tab. 17), z čehož lze usoudit, že deformace nejsou příliš závislé na měnících se hodnotách parametrů C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} a C_{2y} .

Tab. 17: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Závislost deformací na parametrech C , základová deska

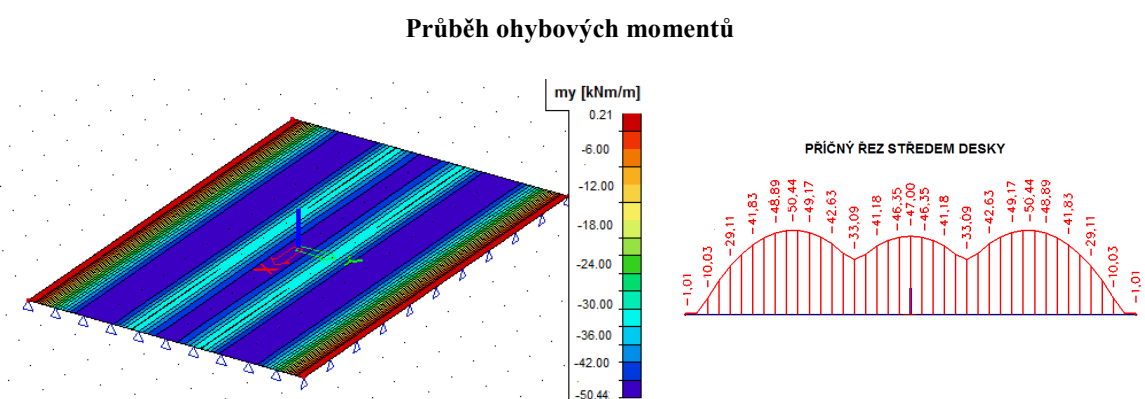
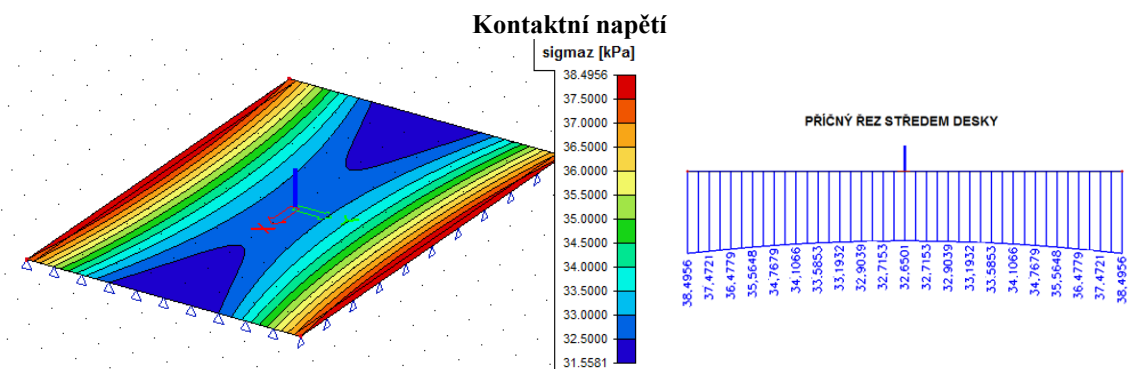
Číslo úlohy	Vstupní parametry C [MN/m ³]			Deformace pod středem základu [mm]
	$C_{1x} = C_{1y}$	C_{1z}	$C_{2x} = C_{2y}$	
1.	0,10	1,25	0,00	30,796
2.	0,00	1,25	0,00	30,796
3.	0,00	1,25	5,00	29,761
4.	0,00	4,50	0,00	10,100

V úlohách č. 2 a č. 4 byl zanedbán vliv parametrů C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} a C_{2y} , které jsou zadané jako nulové. Pro parametr $C_{1z} = 1,25 \text{ MN/m}^3$ měly deformace desky hodnotu 30,796 mm, zatímco pro parametr $C_{1z} = 4,50 \text{ MN/m}^3$ byly vypočítány deformace desky 10,100 mm. Z toho je zřejmý převažující vliv parametru C_{1z} nad ostatními parametry. Stejně jako v předchozí úloze desky z prostého betonu se i u tohoto příkladu potvrdil předpoklad, že čím je tužší podloží, tím jsou deformace menší. Předpoklad vychází ze vztahu (67).

Pro prezentaci výsledků vypočítaných na plošné podpoře typu „jednotlivě“ byla vybrána úloha č. 1. Na Obr. 125 jsou vykresleny svislé deformace konstrukce. Na Obr. 126 je zobrazen průběh měrných ohybových momentů a na Obr. 127 průběh kontaktního napětí.

Výsledná napjatost a deformace desky

Obr. 125.: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Deformace základové desky

Obr. 126.: Typ „jednotlivě“: Měrné ohybové momenty základové desky, m_y 

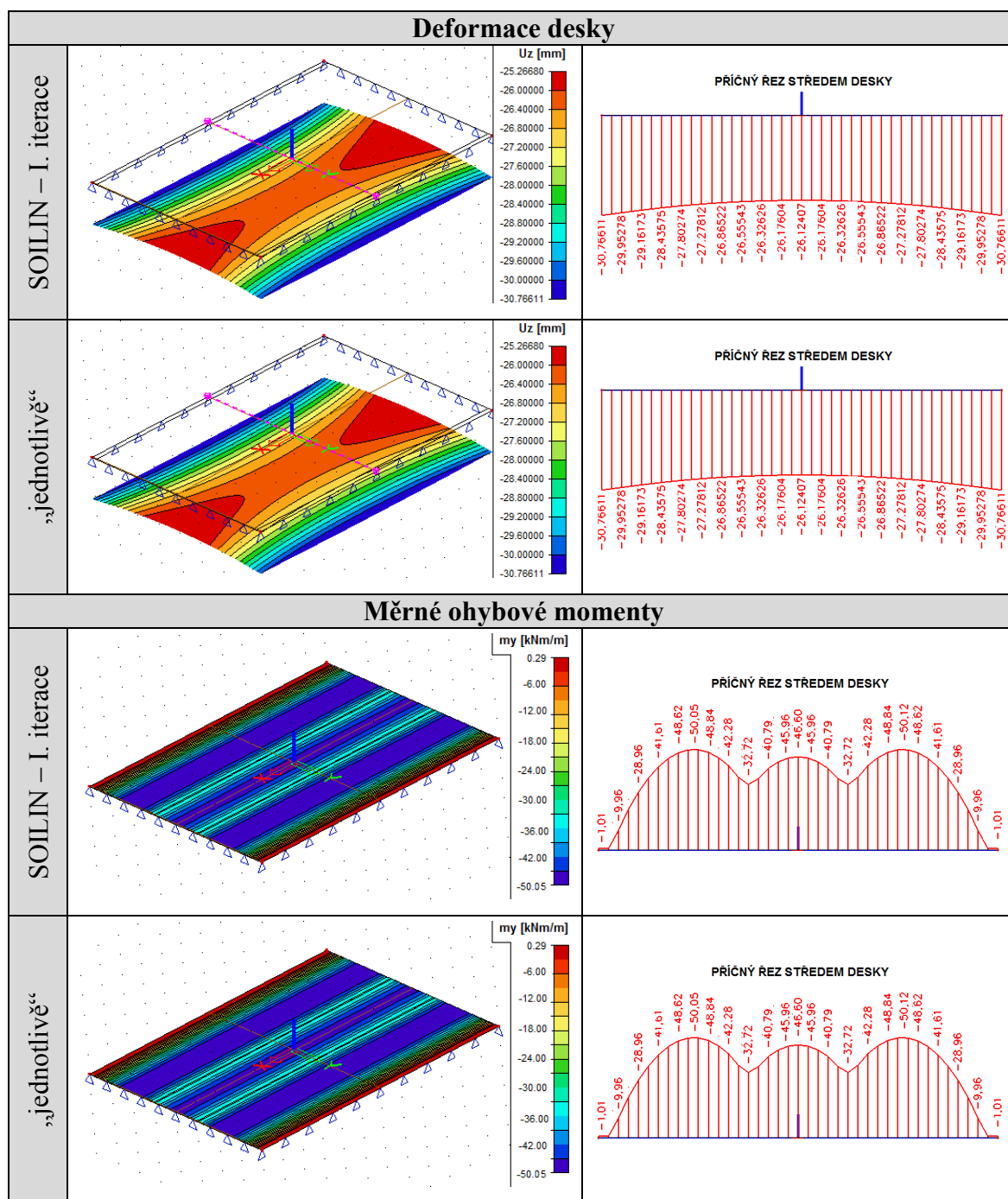
Obr. 127.: Typ „jednotlivě“: Kontaktní napětí; základová deska

8.2.3.3 Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“

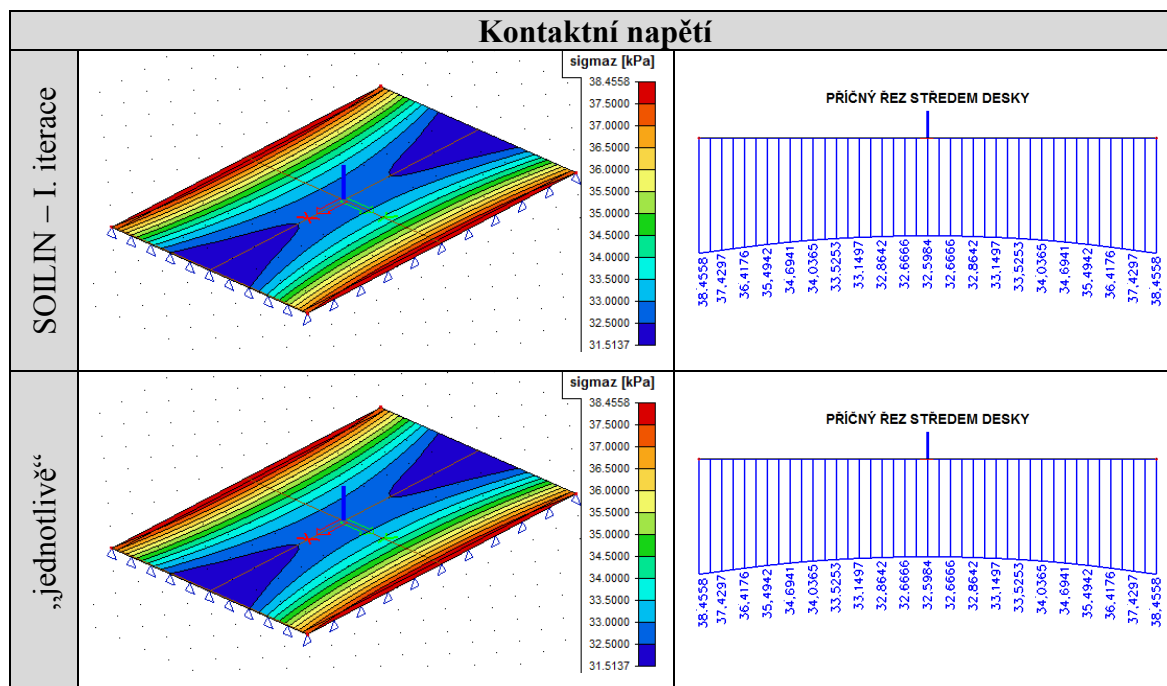
Výsledky při použití podpory typu „jednotlivě“ jsou přímo závislé na zadaných hodnotách parametrů, zejména parametru C_{Iz} . Pro hodnotu $C_{Iz} = 1,25 \text{ MN/m}^3$, $C_{Ix} = C_{Iy} = 0,1 \text{ MN/m}^3$, $C_{2x} = C_{2y} = 0,1 \text{ MN/m}$ jsou získány deformace 30,766 mm. Pro takto zvolené hodnoty parametrů se deformace desky, průběhy měrných ohybových momentů a napětí shodují

s průběhy získanými po I. iteraci modulu SOILIN, ve kterém vstupují do iteračního výpočtu stejné hodnoty parametrů (Tab. 18). Důvodem shodných výsledků je, že až na základě takto vypočítané I. iterace je modulem SOILIN dopočítáno nové zatížení a nové parametry C . Výpočty se začnou odlišovat až v další iteraci.

Tab. 18: Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“, základová deska



Pokračování Tab. 18 na str. 141



8.2.3.4 Nelineární analýza

Výpočty byly prováděny také s fyzikálními a konstrukčními nelinearitami, mezi kterými byly vybrány následující:

- fyzikální nelinearita pro železobeton,
- nelinearita podpor/zemní pružina,
- třecí podpora/zemní pružina,
- pouze tlačené plochy.

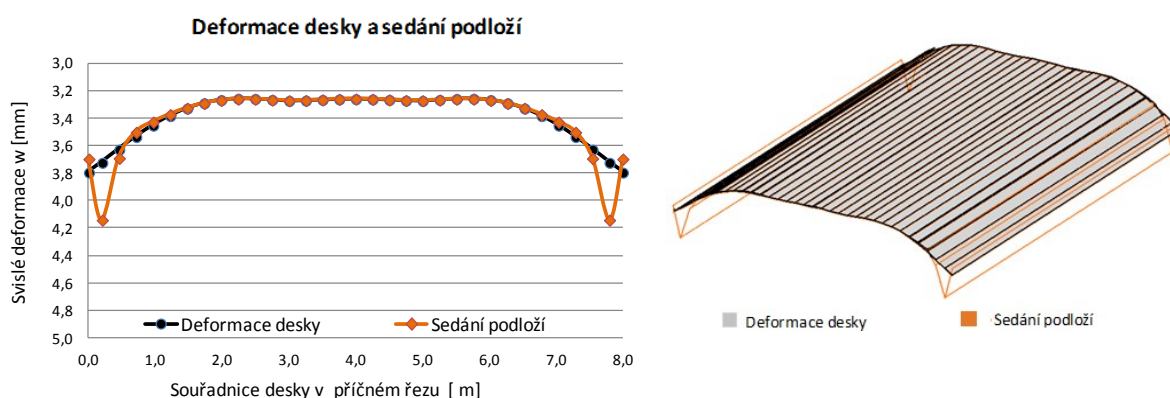
Pro všechny typy nelinearit byla vytvořena nelineární kombinace. Žádná ze zmiňovaných typů nelinearit se v dané úloze zřejmě neuplatnila. Důkazem jsou shodné výsledky získané lineární a nelineární analýzou (Tab. 19). Deformace desky i sedání podloží jsou porovnávány ve středu desky i na jejím okraji.

Tab.19: Model Scia Engineer: Srovnání lineární a nelineární analýzy; základová deska

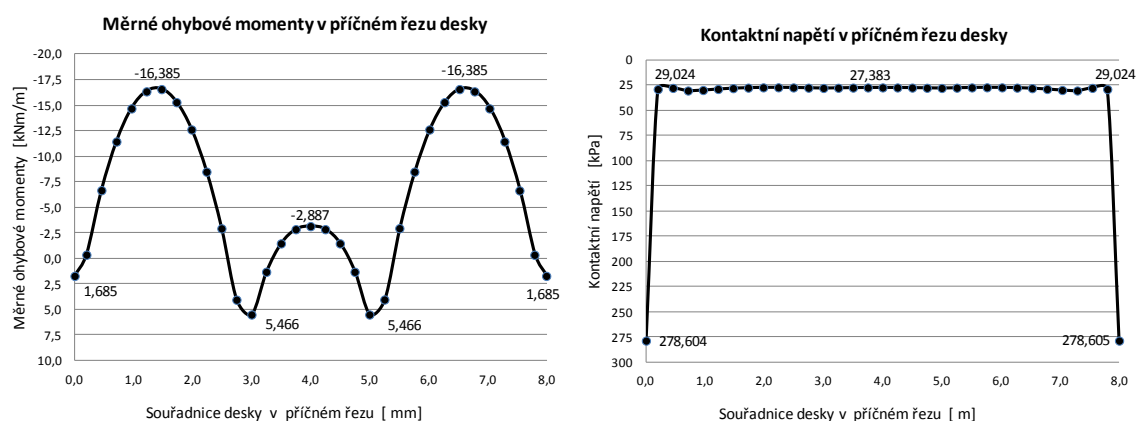
Typ nelinearity - nelineární výpočet	Svislé deformace desky ve středu [mm]	Sedání podloží ve středu [mm]	Svislé deformace desky na okraji [mm]	Sedání podloží na okraji [mm]
Fyzikální nelinearita pro železobeton	9,655	10,254	10,146	11,841
Nelinearita podpor - zemní pružina	9,655	10,254	10,146	11,841
Třecí podpora - zemní pružina	9,655	10,254	10,146	11,841
Pouze tlačené plochy	9,655	10,254	10,146	11,841
Všechny dohromady	9,655	10,254	10,146	11,841
Lineární výpočet	9,655	10,254	10,146	11,841

8.2.4 Výpočtový model v programu MKPINTER

Výsledky interakce mezi základovou deskou a základovou půdou byly srovnány s řešením v programu MKPINTER [58]. V programu MKPINTER je interakce počítána pomocí numerické integrace výpočtů napjatosti a sedání modifikovaného pružného poloprostoru pomocí strukturní pevnosti. Pro výpočet sedání a kontaktního napětí je použit Jakobián transformace. Řešení této úlohy v programu MKPINTER je podrobněji zpracováno v [8], [9] a [13]. Výsledné deformace desky, měrné ohybové momenty a kontaktní napětí získané po 9. iteraci pro 8 integračních bodů jsou uvedeny na Obr. 128 a Obr. 129.

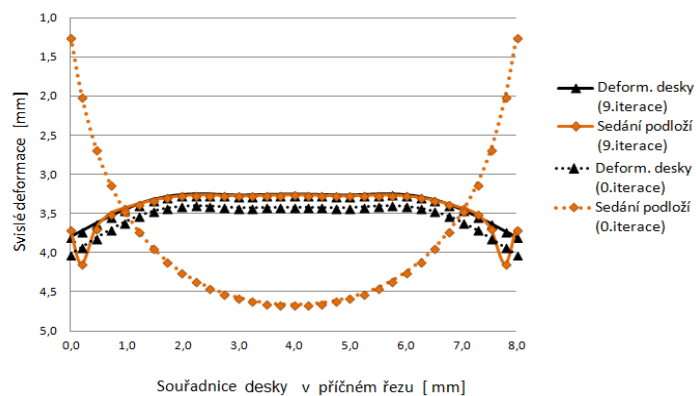


Obr. 128.: MKPINTER: Graf a schéma konečné deformace základové desky a sedání podloží



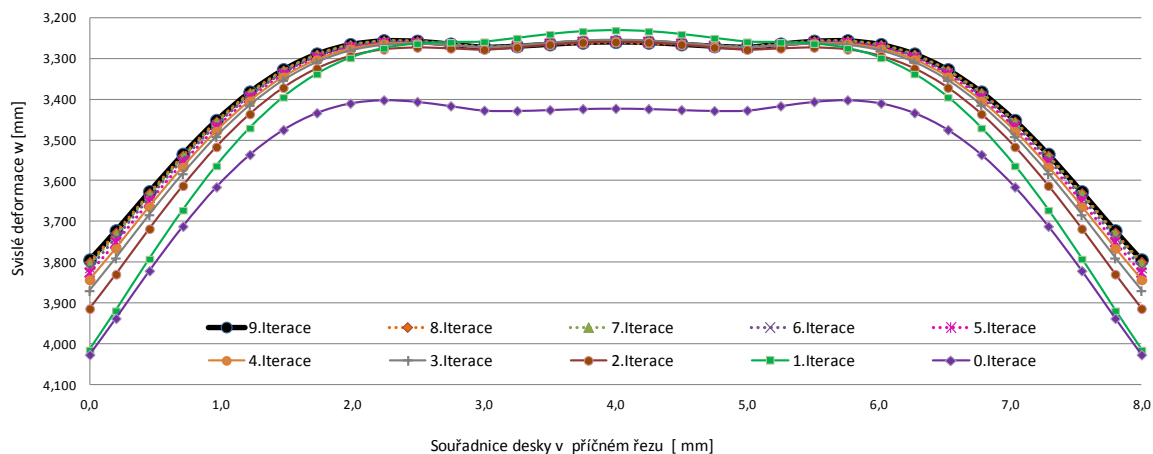
Obr. 129.: MKPINTER: Měrné ohybové momenty a průběh kontaktního napětí v příčném řezu základovou deskou

Tento interakční model poskytuje výsledky i po jednotlivých iteracích. V grafu 20 je srovnána deformace desky a sedání podloží na začátku výpočetního procesu (po 0. iteraci) a po ukončení výpočtu (po poslední 9. iteraci).

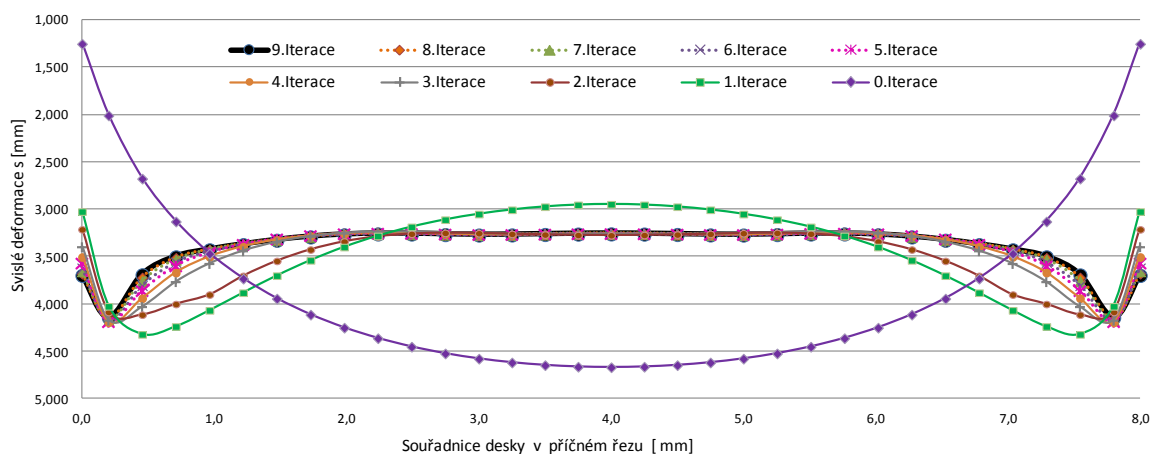


Graf 20: MKPINTER: Průběh sedání podloží a deformace základové desky po vybraných iteracích

Průběh výpočetního procesu z hlediska deformace základové desky po jednotlivých iteracích je znázorněn v grafu 21 a z hlediska sedání podloží v grafu 22.

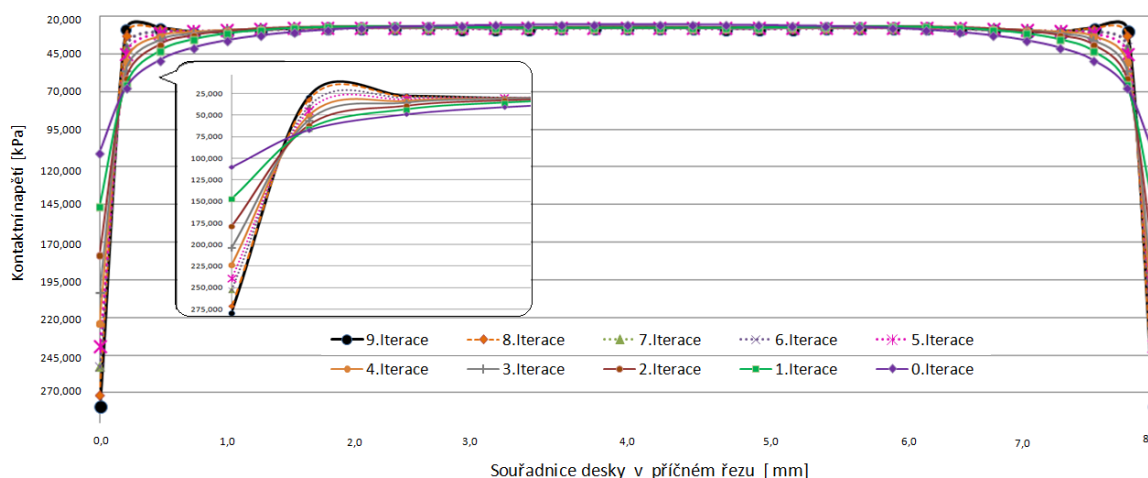


Graf 21: Deformace základové desky po jednotlivých iteracích výpočetního procesu



Graf 22: Sedání podloží po jednotlivých iteracích výpočetního procesu, základová deska

Průběh výpočetního procesu z hlediska rozdělení kontaktního napětí je po jednotlivých iteracích znázorněn v grafu 23.



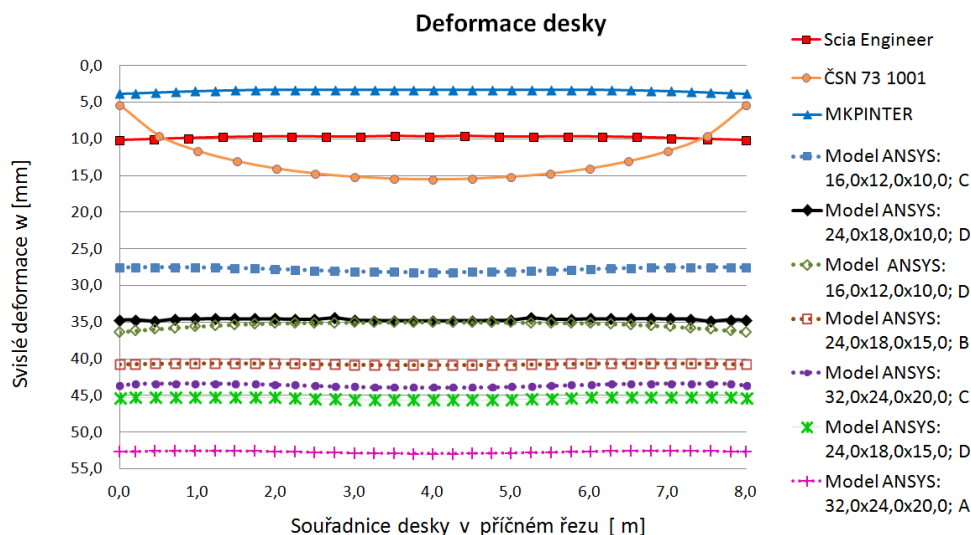
Graf 23: Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích výpočetního procesu, základová deska

POZN.: Průběh měrných ohybových momentů během výpočetního procesu není uveden, protože rozdíly mezi výsledky jednotlivých iterací nebyly při grafickém znázornění příliš patrné.

8.2.5 Grafické vyhodnocení, rozbor a diskuse

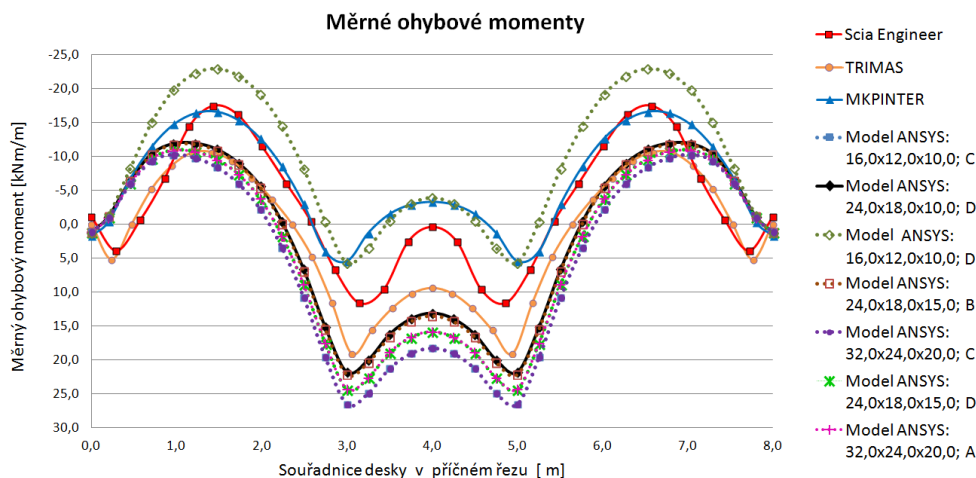
Výsledné deformace základové desky získané všemi výše uvedenými výpočty a analýzami jsou vyneseny ve společném grafu 24. Postupem popsáním v ČSN 73 1001 [53] je maximální svislá deformace pod středem základové desky a činí 15,227 mm. V použitých programech, ve kterých je zohledněna interakce mezi deskou a základem, vznikaly maximální deformace na okraji desky. Modulem SOILIN v programu Scia Engineer byly uprostřed desky vypočítány svislé deformace $w = 9,653$ mm a na okraji $w = 10,146$ mm. V programu MKPINTER je pomocí Jakobiánu transformace a numerické integrace stanovena deformace středu desky $w = 3,258$ mm a na okraji $w = 3,793$ mm. Hodnoty deformací získané z 3D modelu s prostorovými prvky vytvořeném v programu ANSYS nabývaly deformace ve středu desky hodnot od 28,145 mm do 60,301 mm. Tyto výsledky byly dosahovány pro různé kombinace okrajových podmínek, rozměrů řešené oblasti a velikosti prvků konečnoprvkové sítě. Důvodem větších deformací je také fakt, že v programu ANSYS, jako jediném, není zohledněna strukturní pevnost zeminy. Nejnižší hodnota svislé deformace $w = 28,145$ mm, která je také nejbližší k výsledkům z jiných

programů, byla vypočtena v modelu o velikosti řešené oblasti 16,0 x 12,0 x 10,0 m, velikost prvků sítě 1,0 x 1,0 x 1,0 m a okrajovými podmínkami bylo bráněno veškerým deformacím obvodových stěn i podstavy řešené oblasti. Z parametrické studie vzešlo pro tuto variantu okrajových podmínek, že čím je menší velikost řešené oblasti, tím jsou menší deformace. Výsledné deformace by se tedy pro ještě menší oblast více přiblížily deformacím získaným z ostatních programů.



Graf 24: Celkové deformace desky získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod; základová deska

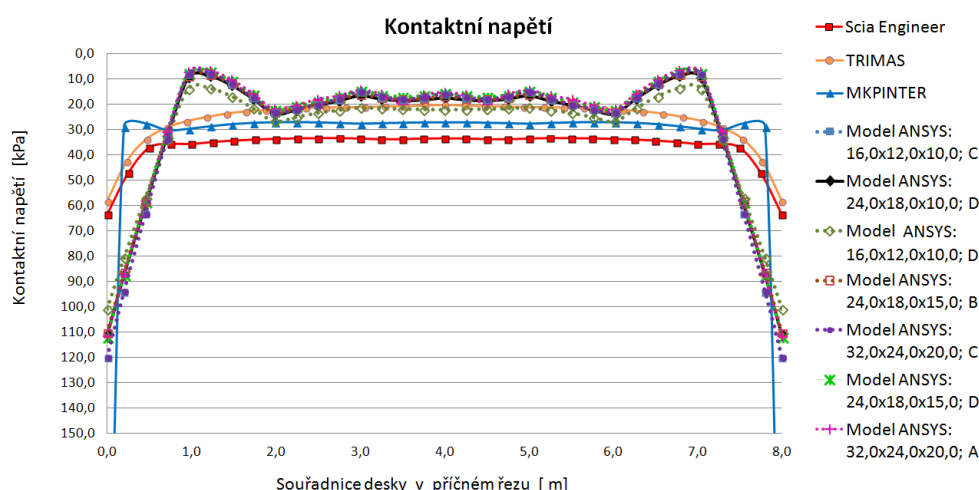
V grafu 25 jsou v příčném řezu středem desky vykresleny průběhy měrných ohybových momentů získaných při analýzách všech výše uvedených výpočetních modelů.



Graf 25: Průběhy měrných ohybových momentů získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod; základová deska

V programu TRIMAS vyšel podle článku [44] záporný extrém měrného ohybového momentu $-10,6 \text{ kNm/m}$ a kladný extrém $19,1 \text{ kNm/m}$. Modulem SOILIN v programu Scia Engineer byla stanovena maximální záporná hodnota $-17,43 \text{ kNm/m}$ a kladná $11,67 \text{ kNm/m}$. Řešení v programu MKPINTER [55] udává záporné maximum $-16,607 \text{ kNm/m}$ a kladné maximum $5,466 \text{ kNm/m}$. Záporné extrémy získané prostorovými modely v programu ANSYS mají rozsah od $-10,228$ do $-22,881 \text{ kNm/m}$ a kladné extrémy od $5,766$ do $26,557 \text{ kNm/m}$.

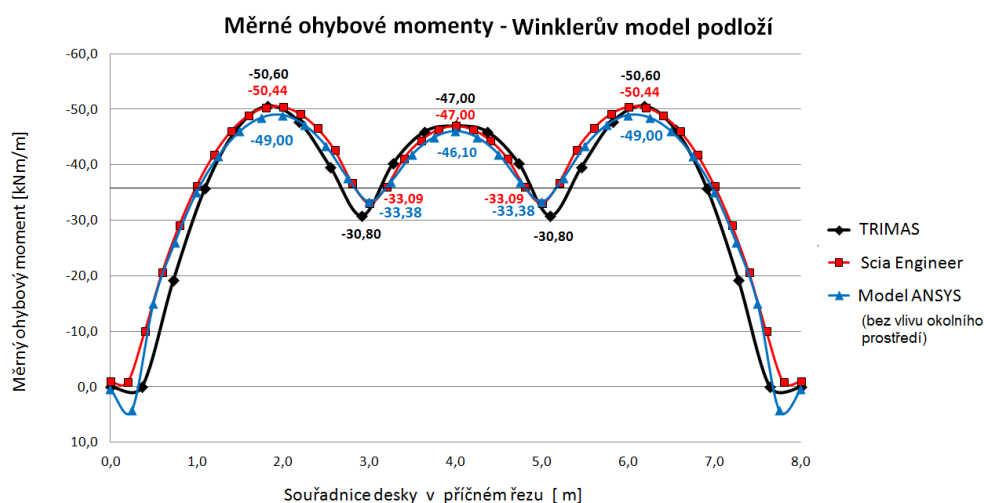
V grafu 26 jsou v příčném řezu středem desky vykresleny průběhy kontaktního napětí získaného analýzami všech výše uvedených modelů. Ve všech případech kontaktní napětí pod okrajem desky prudce narůstá, protože byl zohledněn vliv okolního prostředí kolem základu.



Graf 26: Průběhy kontaktního napětí získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod, základová deska

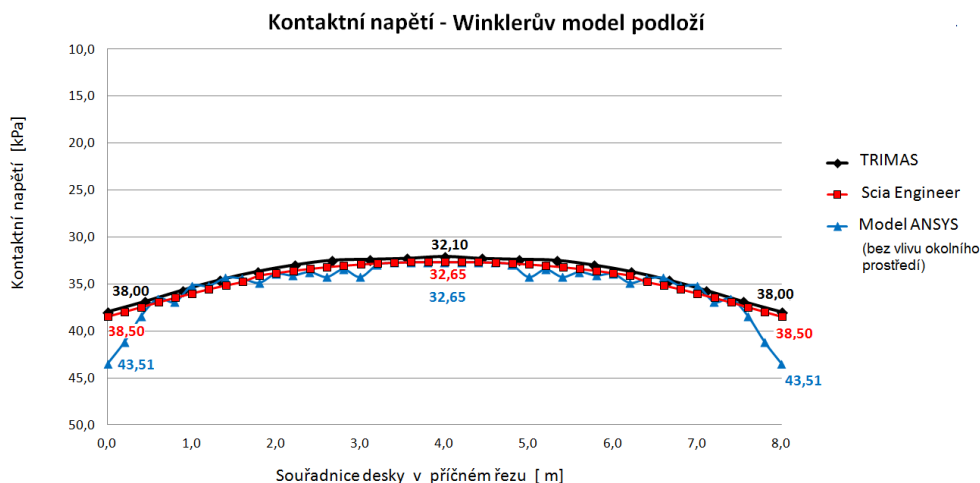
Autoři článku [44] publikovali také výsledné ohybové momenty a kontaktní napětí vznikající na Winklerově modelu podloží namodelovaném v programu TRIMAS [61]. U tohoto typu podloží není zohledněn vliv okolního prostředí, což ovlivňuje i průběh ohybových momentů a kontaktního napětí. V programu Scia Engineer je zanedbán vliv okolního prostředí při použití plošné podpory typu „jednotlivě“. V programu ANSYS lze takový případ vytvořit tak, že půdorysné rozměry modelovaného podloží budou shodné s rozměry desky, přičemž obvodovým stěnám řešené oblasti budou umožněny veškeré deformace. V grafu 27 jsou porovnány měrné ohybové momenty získané všemi třemi

jmenovanými programy, včetně číselných hodnot extrémů, mezi nimiž nejsou velké rozdíly.



Graf 27: Průběh měrných ohybových momentů na Winklerově modelu podloží

V grafu 28 jsou porovnány průběhy kontaktního napětí získané v programech TRIMAS, Scia Engineer a ANSYS, včetně číselných hodnot jejich extrémů. U Winklerova modelu nerostou hodnoty kontaktního napětí na okrajích tak výrazně, jak je tomu u teorie pružného poloprostoru, což nepřímo souvisí s poklesovou kotlinou.



Graf 28: Průběh kontaktního napětí na Winklerově modelu podloží

9 ZÁVĚR

Předložená diplomová práce se zabývá řešením interakce základových konstrukcí s podložím. Hlavní část tvoří analýza napjatosti, sedání a následné porovnání výsledků interakčních modelů vytvořených v několika programech s hodnotami získanými během experimentů. Napětí-ovně-deformační vztahy základové konstrukce a podloží byly sledovány ve dvou konkrétních úlohách. V první úloze se jednalo o betonovou desku, u které byly měřeny deformace při zatěžovací zkoušce. Jako zkušební vzorek byla využita betonová dlaždice. Druhá úloha byla převzata z odborného článku týkajícího se prezentace výsledků z programu TRIMAS [44]. Jednalo se o základovou desku na podloží, která byla liniově zatížena podélnými stěnami.

Cílem diplomové práce bylo vystihnout chování základové konstrukce a podloží, a vytvořit model tak, aby byl dostatečně reprezentativní a získané výsledky se blížily hodnotám naměřeným při experimentech. To umožňuje provést dostatečně spolehlivý a zároveň ekonomicky efektivní návrh základů. Odchyly mezi vypočtenými a naměřenými veličinami mohou být způsobeny mnoha faktory, kterými jsou např. nejistoty související s určením geomechanických vlastností podloží či klimatické vlivy. Dalšími významnými faktory jsou parametry samotného interakčního modelu, popř. míra jeho zjednodušení.

U obou vybraných úloh byl výpočet sedání proveden dle postupu z ČSN 73 1001 [53] na základě teorie pružného poloprostoru modifikovaného strukturní pevností, kde je výpočet sedání základů proveden bez uvážení jeho interakce se zeminou. Při výpočtu sedání byla použita hodnota opravného součinitele přetížení $m = 0,2$ předepsaná Eurokódem 7 [55]. Tzv. normový model podloží je aplikován v programu Scia Engineer, kde byla analýza vzájemného spolupůsobení základů s podložím provedena prostřednictvím iteračního výpočtu modulu SOILIN. Plošná základová konstrukce je uložena na zemině, jejíž vlastnosti jsou v programu zadány pomocí parametrů podloží C . Stanovené parametry C mají vliv na kontaktní napětí a to ovlivňuje sedání, což platí i naopak. Po každé iteraci je modulem SOILIN dopočítáno nové zatížení založeno na kontaktním napětí a nové parametry C . Iterační cyklus je ukončen ve chvíli, kdy se vypočítaná hodnota posunu nebo kontaktního napětí ve dvou po sobě jdoucích cyklech téměř neliší.

Analýza interakce základů s podložím byla pro obě úlohy provedena také v programu ANSYS, kde byly prostorové modely vytvořené pomocí 3D prvků. V programu ANSYS vzniklo celkem 168 modelů zkušebního vzorku betonové desky z prostého betonu uložené na podloží. Pro základovou desku na podloží, která je liniově zatížená v podélném směru, bylo vytvořeno 110 modelů. Tyto modely se lišily okrajovými podmínkami, velikostí řešené oblasti a velikostí konečnoprvkové sítě, což jsou parametry, které mají významný vliv na výslednou deformaci, vnitřní síly a kontaktní napětí. Pro vyhodnocení závislosti deformací na zmíněných parametrech byla provedena parametrická studie. Na základě studií obou úloh lze konstatovat následující:

- Zvětšuje-li se hloubka namodelovaného podloží, zvětšují se i deformace. Čím je větší hloubka modelu podloží, tím je větší rozdíl mezi deformacemi vypočtenými pro jednotlivé varianty okrajových podmínek. S rostoucí hloubkou se tedy stává volba okrajových podmínek rozhodujícím kritériem ovlivňujícím výsledné svislé deformace.
- Ze závislosti deformací na zvětšující se velikosti půdorysné plochy podloží vyplývá, že pro všechny varianty okrajových podmínek jejich vliv slábne. Při dostatečné velikosti půdorysných rozměrů modelu podloží není volba okrajových podmínek rozhodujícím kritériem ovlivňujícím výsledné svislé deformace.
- Z hlediska vlivu velikosti prostorového modelu podloží na deformace pro všechny varianty okrajových podmínek vyplývá, že čím je větší řešená oblast, tím jsou větší také deformace. To platí bez ohledu na to, zda tento nárůst deformací ovlivňuje převážně hloubka nebo půdorysné rozměry modelu podloží.

Významným parametrem je také stupeň diskretizace. Dělení modelu na konečné prvky má vliv na samotné výsledky a výsledný počet stupňů volnosti, čímž ovlivňuje výpočtový čas a objem výsledných dat.

Hodnoty deformací získané z 3D modelu s prostorovými prvky vytvořeném v programu ANSYS mají velký rozptyl způsobený zmíněnými parametry. Ve srovnání s jinými metodami a programy vznikly pro všechny modely v programu ANSYS větší deformace. Důvodem je také fakt, že v programu ANSYS, jako jediném, není zohledněna strukturní

pevnost zeminy. Vlastnosti 3D modelu podloží odpovídají vlastnostem lineárně pružné hmoty. Je-li odhad velikosti řešené oblasti proveden na základě předem známé hloubky deformační zóny získané prostřednictvím opravného součinitele přetížení m , je v takto vytvořeném 3D modelu nepřímo zohledněn odpor přetěžované zeminy proti přetvoření. Zároveň platí, že čím je opravný součinitel přetížení m menší, tím více se deformační chování zeminy blíží chování lineárně pružné hmoty. Pokud se hodnota m blíží nule, výsledky konvergují k výsledkům získaným z 3D modelů MKP.

U obou řešených úloh bylo provedeno srovnání s výsledky z programu MKPINTER [13, 58], ve kterém je výpočet deformací a vnitřních sil desky proveden metodou konečných prvků. Napětí, sedání a kontaktní napětí je vypočítáno univerzální metodou výpočtu pomocí Jakobiánu transformace. Interakce je řešena pomocí numerické integrace výpočtů napjatosti a sedání modifikovaného pružného poloprostoru pomocí strukturní pevnosti. V druhé úloze byly vypočítané měrné ohybové momenty a kontaktní napětí porovnány s výsledky z programu TRIMAS [44, 61].

V závěru jednotlivých vybraných úloh je provedeno grafické vyhodnocení deformací, měrných ohybových momentů a kontaktního napětí, získaných všemi uvedenými výpočetními postupy.

10 PODĚKOVÁNÍ

Děkuji svému vedoucímu diplomové práce, panu prof. Ing. Radimu Čajkovi, CSc., za odbornou pomoc a ochotu, se kterou se mi věnoval při zpracování této diplomové práce. Zároveň bych chtěla poděkovat panu doc. Ing. Jiřímu Brožovskému, Ph.D., Ing. Davidu Mikoláškov, Ph.D. a Ing. Kamilu Burkovičovi, kteří mi poskytli cenné rady při tvorbě této práce.

11 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

Odborné publikace:

- [1] Bažant, Z.: *Betonové konstrukce I, Modul CS3, Betonové konstrukce plošné – část I*, VUT, studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou výuky, Brno 2005.
- [2] Bažant, Z.: *Betonové konstrukce I, Modul CS4, Betonové konstrukce plošné – část 2*, VUT, studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou výuky, Brno 2004.
- [3] Bažant, Z. – Bradáč, J. a kol: *Plošné betonové konstrukce*. CERM s.r.o., VUT, Brno 1998.
- [4] Bradáč, J.: *Základové konstrukce*, Akademické nakladatelství CERM Brno, s.r.o., 1994.
- [5] Bradáč, J. – Bažant, Z.: *Plošné betonové konstrukce, nádrže a zásobníky*, skriptá VUT Brno, 1993.
- [6] Brožovský, J. – Materna, A.: *Základy matematické teorie pružnosti*, Ostrava, 2012, 123 s.
- [7] Brožovský, J. – Materna, A.: *Metoda konečných prvků ve stavební mechanice*, Ostrava, 2012, 134 s.
- [8] Cajka, R.: *Accuracy of Stress Analysis Using Numerical Integration of Elastic Half-Space*, Applied Mechanics and Materials, Trans Tech Publications, ISSN: 16609336, Switzerland, 2013, p.1127-1135.
- [9] Cajka, R.: *Analysis of Stress in Half-space using Jacobian of Transformation and Gauss Numerical Integration*, Advanced Materials Research, , Switzerland, 2013, p.178-186.
- [10] Cajka, R. – Labudkova, J.: *Influence of parameters of a 3D numerical model on deformation arising in interaction of a foundation structure and subsoil* 1st International Conference on High-Performance Concrete Structures and Materials (COSTMA '13), Budapest, Hungary, 2013 (in print).
- [11] Cajka, R. – Mateckova, P. – Buchta, V. – Burkovic, K.: *Experimental Testing and Numerical Modelling of Foundation Slab in Interaction with Subsoil*, fib Symposium Tel Aviv 2013, Technology, Modeling & Construction, Israel, 2013, pp. 209-212, ISBN 978-965-92039-0-1
- [12] Cajka, R. – Burkovic, K. – Fojtik, R.: *Experimental Soil – Concrete Plate Interaction Test and Numerical Models*. Key Engineering Materials, Trans Tech Publications, Switzerland, 2013, pp 33-36.
- [13] Čajka, R.: *Interakce základových konstrukcí s podložím*, monografie, ediční středisko VŠB – TU Ostrava, leden 2008, 177 s.
- [14] Čajka, R.: *Interakce stavebních konstrukcí s podložím podle evropských norem*, Sborník vědeckých prací VŠB–TU Ostrava, Řada stavební, ročník II, ISSN 1213-1962, č. 2 – 2002, str. 189 – 201.

- [15] Čajka, R. – Buchta, V. – Burkovič, K. – Fojtík, R.: *Experimentální měření základové desky na podloží*, Sborník vědeckých prací VŠB–TU Ostrava, Řada stavební, ročník XII, ISSN 1213-1962, leden 2013, str. 9 – 13.
- [16] Čajka, R. – Křivý, V. – Sekanina, D.: *Návrh a vývoj zkušebního zařízení pro experimentální měření základových desek na podloží*, Sborník vědeckých prací VŠB – TU Ostrava, Řada stavební, ročník XI, ISSN 1213-1962, 2011, str. 1 - 6.
- [17] Čírtek, L.: *Prvky betonových konstrukcí, Modul CM5 – Navrhování jednoduchých prvků*, studijní opory, VUT Brno, 2005, 64s.
- [18] Čírtek, L. – Zich, M.: *Betonové konstrukce I, Modul CS2 – Základové konstrukce*, studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou výuky, VUT Brno, 2005.
- [19] Dický, J. – Mistríková, Z. – Sumec, J.: *Pružnost a plasticita v stavebnictví 2*, STU v Bratislavě, ISBN 80-227-2515-3, 2006, 320s.
- [20] Dobiášová, V. – Varad'ová, V.: *Pružnost a plasticita II*, pomůcka do cvičení, Část 1, CERM s.r.o., VUT v Brně, 1996, 31s.
- [21] Dobiášová, V. – Varad'ová, V.: *Pružnost a plasticita II*, pomůcka do cvičení, Část 2, CERM s.r.o., VUT v Brně, 1996, 57s.
- [22] Drbohlavová, L. – Kalafunová, P. a kol.: *Návrh plošných základových konstrukcí*, učební texty. ČVUT Praha, 2011, 48s.
- [23] Feda, J.: *Inženýrské aspekty reologie zemin*, Inženýrské stavby 5/1989, str. 221-227.
- [24] Feda, J.: *Povrchový model základové půdy z hlediska geomechaniky*, Inženýrské stavby 9/1989, str. 425-430.
- [25] Feda, J.: *K výpočtu sedání podle ČSN 73 1001*, Inženýrské stavby 9/1990, str. 562-565.
- [26] Florin, V. A.: *Osnovy mechaniki gruntov*, Tom I, Gosstrojizdat, Moskva, 1959.
- [27] Havlíček, J.: *Sedání základů plošně zakládáných staveb*. Inženýrské stavby 7/1982, str. 327-340.
- [28] Harvančík, J. – Drahoňovský, Z.: *Výpočty prútových a plošných konstrukcí*, Bratislava, 1970, 293s.
- [29] Jonáš, J.: *Výzkum rozsahu stlačované oblasti v soudržné zemině při zatěžování pokusným základem*, Inženýrské stavby 12/1959, str. 42.
- [30] Jonáš, J.: *Rozdělení napětí v základové spáře staveb podle přímého měření*, Inženýrské stavby 9/1959, str. 351-352.
- [31] Kereškényi, J.: *Experimentálne a numerické overenie stavu napätosti v betonových a predpätých doskách na pružne poddajnom podloží*, Zborník prednášok z X.konference Zakladanie pozemných staveb, Progresívne metódy riešenia spodných stavieb II.diel, 1974.
- [32] Kolář, V. – Kytýr, J.: *Závislost napětí v základových deskách na charakteristikách podloží*. Stavebnický časopis 24 č. 6, VEDA Bratislava 1976, str. 457-476.
- [33] Labudková, J.: *Tvorba výpočetního programu pro analýzu kruhových a mezikruhových železobetonových desek*, Bakalářská práce, Ostrava, 2012, 95s.

- [34] Martinásek, J.: *Numerická analýza vlivu parametrů MKP modelu podzákladí na modální charakteristiku systému podzákladí konstrukce*, časopis KONSTRUKCE, ISSN 1803-8433, leden 2012.
- [35] Materna, A. – Teplý, B.: *Problémy statického řešení základových konstrukcí. Fyzikálně nelineární chování železobetonových základových konstrukcí*, sborník příspěvků "Použití nelineární mechaniky v inženýrské praxi", Dům techniky ČVTS Ostrava, červen 1975, str.108-132.
- [36] Masopust, J. – Glisníková, V.: *Zakládání staveb*, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, FAST, 2006, 184s.
- [37] Mikolášek, D. – Brožovský, J.: *Numerická analýza tuhosti podloží a jeho vlivu na přerozdělení reakcí na základovou patku*, Juniorstav 2012 : 14. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí, VUT Brno, FAST, 2012.
- [38] Mrázková, M.: *Výpočet desek na pružném podkladu metodou konečných prvků*, Stavebnický časopis 20 č. 7, VEDA Bratislava 1972, s.534-545.
- [39] Novotný, B. – Hanuška, A.: *Kruhové dosky na vrstevnatom polpriestore*, Stavebnický časopis 27 č. 12, VEDA Bratislava 1979, s. 931-941.
- [40] Podešva, J.: *ANSYS – Workbench, Řešení nelineárních úloh*, Návod do cvičení předmětu Výpočty v mechanice s použitím MKP, Ostrava 2011, 25s.
- [41] Procházka, J. – Štěpánek, P. – Krátký, J. – Kohoutková, A. – Vašková, J.: *Navrhování betonových konstrukcí I. Prvky z prostého a železového betonu*. 3.upravené vydání, ČBS při ČSSI a ČBS Servis s.r.o., Praha, 2007, 316s.
- [42] Procházka J. – Bradáč, J. – Krátký, J. – Filipová, J. – Hanzlová, H.: *Betonové konstrukce, Příklady navrhování podle Eurocode 2*, ČVUT Praha, 1996, 169s.
- [43] Procházka, J. – Vašková, J. – Kohoutková, A.: *Příklady navrhování betonových konstrukcí I*, Praha 2007
- [44] Reitinger, R. – Švejda, L.: *Výpočet vrstevnatého podloží metodou konečných prvků*, Stavitel, 5/98, str. 32 –33.
- [45] Seyček, J.: *Průběh sedání základové půdy do hloubky*, Inženýrské stavby 8/1982, str. 368-379.
- [46] Šimek, J.: *Příspěvek k otázce vlivu tuhosti na rozdělení kontaktního napětí v základové spáře*, Inženýrské stavby 5/1972, s.182-187.
- [47] Šimek, J. – Jesenák, J. – Eichler, J. – Vaniček, I.: *Mechanika zemin*, Praha, SNTL 1990. 388 s.
- [48] Škopek, J. – Halama, V.: *Sedání staveb v oblasti jihočeských sedimentárních pánví*, Inženýrské stavby 8/1982, str. 379-386.
- [49] Teplý, B. – Šmírák, S.: *Pružnost a plasticita II*, CERM, VUT Brno, 1993, 199s.
- [50] Teplý, B.– Němec, I. – Buček, J. – Rusina, R. – Míča, L. – Novák, D.:*Řešení interakce plošných konstrukcí s podložím*, časopis KONSTRUKCE, ISSN 1803-8433, prosinec 2009.
- [51] Vadovič, F.: *Napätie a sadanie pod obslžníkovým základom*, Inženýrské stavby 8-9/1971, str. 336-343.

Technické normy

- [52] ČSN 73 1000 Zakládání stavebních objektů. Základní ustanovení pro navrhování, 1987.
- [53] ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy; 1987.
(období platnosti: 1.10.1988 – 1. 4. 2010)
- [54] ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy, 1966.
(období platnosti: 30.6.1966 – 1.10.1988)
- [55] ČSN EN 1997 – 1 (73 1000) Eurokód 7, Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, ČNI 10/2006.
- [56] ČSN EN 1992 – 1 – 1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; Praha, Český normalizační institut, 2006.

Další zdroje:

- [57] ANSYS Tutorials.
- [58] Čajka, R: Program MKPINTER pro řešení interakce mezi základovou konstrukcí a podloží pomocí izoparametrických prvků s využitím Jacobiánu transformace a numerické integrace. Software evidenční AR-SW-2010-04, ARMING spol. s r.o., 2010.
- [59] Janas, P.: Přednášky k předmětu Pružnost a plasticita II (katedra stavební mechaniky FAST, VŠB – TUO).
- [60] SOILIN – Kalkulace C parametrů, Příručka k systému Nemetschek Scia Engineer.
- [61] TRIMAS – model vrstevnatého podloží, RIB stavební software s.r.o., 07/97.
- [62] Základové konstrukce a podloží, Příručka k systému Nemetschek Scia Engineer.

12 SEZNAM OBRÁZKŮ, GRAFŮ A TABULEK

Seznam obrázků:

Obr. 1.: Základové patky; [22].....	16
Obr. 2.: Základové pásy; [22].....	17
Obr. 3.: Základové rošty; [22]	17
Obr. 4.: Tenká deska – předpoklad o normálách [6]	20
Obr. 5.: Tlustá deska – předpoklad o normálách [59].....	20
Obr. 6.: Rozdíl mezi Kirchhoffovou a Mindlinovou teorií [6]	21
Obr. 7.: Pootočení normály po deformaci.....	21
Obr. 8.: Složky napětí a měrných vnitřních sil na desce [6]	22
Obr. 9.: Winklerův model pružného podkladu	26
Obr. 10.: Dvojparametrický Pasternakův model podloží.....	28

<i>Obr. 11.: Pružný poloprostor a jeho zatížení osamělou silou</i>	30
<i>Obr. 12.: Napětí pod poddajným a tuhým základem</i>	40
<i>Obr. 13.: Výpočtový model sednutí</i>	41
<i>Obr. 14.: Schéma svislého rovnoměrného zatížení působícího na povrchu pružného poloprostoru; pro výpočet napětí dle Steinbrennera</i>	42
<i>Obr. 15.: Schéma a souřadnicový systém svislého rovnoměrného zatížení působícího na povrchu pružného poloprostoru; pro výpočet napětí dle Korotkina</i>	51
<i>Obr. 16.: 3D čtyřřizový kontakt typu „surface to surface“ [57]</i>	52
<i>Obr. 17.: Geometrie, umístění uzlů a souřadnicový systém prvku SHELL 181 [57]</i>	53
<i>Obr. 18.: Geometrie, umístění uzlů a souřadnicový systém prvku SOLID 45 [57]</i>	54
<i>Obr. 19.: Kontaktní pár tvořený prvky TARGE 170 a CONTA 173 [57]</i>	54
<i>Obr. 20.: Schéma jednostranné vazby při kontaktní úloze</i>	55
<i>Obr. 21.: Hookův zákon – diagram lineární závislosti napětí a přetvoření</i>	56
<i>Obr. 22.: Podmínky plasticity Mohr – Coulomb a Drucker – Prager; řezy pro rovinnou napjatost</i>	56
<i>Obr. 23.: Podmínka plasticity Drucker – Prager, pružnoplastický materiál</i>	57
<i>Obr. 24.: Deformace desky a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci</i>	60
<i>Obr. 25.: Iterační cyklus modulu SOILIN</i>	61
<i>Obr. 26.: Zkušební zařízení – tzv. stand [16]</i>	62
<i>Obr. 27.: Zkušební vzorek a jeho centrické zatěžování na ploše 100 x 100 mm [15]</i>	64
<i>Obr. 28.: Srovnání grafů průběhu napětí pod rohem desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001(od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem</i>	65
<i>Obr. 29.: Schéma umístění a souřadnice charakteristického bodu desky z prostého betonu</i>	66
<i>Obr. 30.: Srovnání grafů průběhu napětí pod charakteristickým bodem desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001(od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem</i>	67
<i>Obr. 31.: Srovnání grafů průběhu napětí pod středem desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001(od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem</i>	68
<i>Obr. 32.: Souřadnice klíčových bodů modelu desky z prostého betonu</i>	69
<i>Obr. 33.: 3D model v programu ANSYS; deska z prostého betonu na podloží</i>	70
<i>Obr. 34.: Varianty okrajových podmínek; deska z prostého betonu na podloží</i>	71
<i>Obr. 35.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 2,5 x 2,5 x 2,5 m; deska z prostého betonu</i>	72
<i>Obr. 36.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 2,5 x 2,5 x 5,0 m; deska z prostého betonu</i>	72

Obr. 37.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 2,5 x 2,5 x 7,5 m; deska z prostého betonu	72
Obr. 38.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu A; deska z prostého betonu	73
Obr. 39.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu B; deska z prostého betonu	74
Obr. 40.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu C; deska z prostého betonu	74
Obr. 41.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu D; deska z prostého betonu	74
Obr. 42.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu A; deska z prostého betonu	75
Obr. 43.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu B; deska z prostého betonu	76
Obr. 44.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu C; deska z prostého betonu	76
Obr. 45.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu D; deska z prostého betonu	76
Obr. 46.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu A; deska z prostého betonu	77
Obr. 47.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu B; deska z prostého betonu	78
Obr. 48.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu C; deska z prostého betonu	78
Obr. 49.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu D; deska z prostého betonu	78
Obr. 50.: Model ANSYS: Celkové deformace, vertikální řez podložím [m]; deska z prostého betonu	80
Obr. 51.: Model ANSYS: Celkové deformace v horizontálním řezu středem desky a podloží [m]; deska z prostého betonu	80
Obr. 52.: Model ANSYS: Průběh deformace do hloubky podloží, vertikální řez vedený středem podloží [m]; deska z prostého betonu	81
Obr. 53.: Model ANSYS: Kontaktní napětí a vyznačení řezů [Pa]; deska z prostého betonu	82
Obr. 54.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – příčný řez A – A' [Pa]; deska z prostého betonu	82
Obr. 55.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – šikmý řez B – B' [Pa]; deska z prostého betonu	82
Obr. 56.: Model ANSYS: Průběh napětí σ_z – vertikální řez [Pa]; deska z prostého betonu	83
Obr. 57.: Model ANSYS: Průběh napětí σ_z – vertikální řez vedený středem podloží od horního povrchu k dolnímu [Pa]; deska z prostého betonu	83

Obr. 58.: Model ANSYS: Průběh měrných ohybových momentů $[Nm/m]$; deska z prostého betonu	83
Obr. 59.: Model ANSYS: Okrajové podmínky varianty A; deska z prostého betonu	84
Obr. 60.: Model ANSYS: Okrajové podmínky varianty D; deska z prostého betonu	87
Obr. 61.: Model ANSYS: Celkové deformace modelů podloží vytvořených na základě předem stanovené hloubky deformační zóny	87
Obr. 62.: Model ANSYS: Srovnání napětí σ_z lineárního a nelineárního materiálového modelu; deska z prostého betonu	89
Obr. 63.: Model ANSYS: Plastické deformace; deska z prostého betonu	89
Obr. 64.: Model desky z prostého betonu na podloží vytvořený v programu Scia Engineer	90
Obr. 65.: Charakteristika vlastností zemního prostředí; deska z prostého betonu na podloží	90
Obr. 66.: Rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} v úlohách č. 2 a č. 4; deska z prostého betonu	91
Obr. 67.: Modul SOILIN: Srovnání úlohy č. 2 a č. 4 z hlediska výsledných deformací a měrných ohybových momentů; deska z prostého betonu	92
Obr. 68.: Modul SOILIN: Deformace desky z prostého betonu	92
Obr. 69.: Modul SOILIN: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_x - min$	93
Obr. 70.: Modul SOILIN: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_y - min$	93
Obr. 71.: Modul SOILIN: Rozložení parametrů C_{1z} , C_{2x} a C_{2y} ; deska z prostého betonu ..	93
Obr. 72.: Modul SOILIN: Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích; deska z prostého betonu	94
Obr. 73.: Porovnání naměřených hodnot deformace desky z prostého betonu s deformacemi získanými numerickým modelem, vypočtené sedání	96
Obr. 74.: Deformace desky z prostého betonu a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci	96
Obr. 75.: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Deformace desky z prostého betonu	98
Obr. 76.: Typ „jednotlivě“: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_y - min$	98
Obr. 77.: Typ „jednotlivě“: Měrné ohybové momenty desky z prostého betonu, $m_x - min$	98
Obr. 78.: Typ „jednotlivě“: Kontaktní napětí; deska z prostého betonu	99
Obr. 79.: MKPINTER: Geometrické schéma a dělení desky z prostého betonu na prvky .	102
Obr. 80.: MKPINTER: Graf a schéma konečné deformace desky a sedání podloží	102
Obr. 81.: MKPINTER: Měrné ohybové momenty a průběh kontaktního napětí v příčném řezu deskou z prostého betonu	103
Obr. 82.: Základová deska pod podélnými stěnami	108
Obr. 83.: Výsledný průběh měrných ohybových momentů a kontaktních napětí z programu TRIMAS [61]	109

<i>Obr. 84.: Srovnání grafů průběhu napětí pod rohem základové desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001(od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem...</i>	110
<i>Obr. 85.: Schéma umístění a souřadnice charakteristického bodu základové desky</i>	111
<i>Obr. 86.: Srovnání grafů průběhu napětí pod charakter. bodem základové desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001(od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem.....</i>	112
<i>Obr. 87.: Srovnání grafů průběhu napětí pod středem základové desky získaných použitím vzorce z ČSN 73 1001(od Steinbrennera) a vzorce odvozeného Korotkinem...</i>	113
<i>Obr. 88.: Souřadnice klíčových bodů modelu základové desky</i>	114
<i>Obr. 89.: 3D model v programu ANSYS; základová deska s podélnými stěnami</i>	114
<i>Obr. 90.: Varianty okrajových podmínek; základová deska</i>	115
<i>Obr. 91.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 16 x 12 x 5 m; základová deska.....</i>	116
<i>Obr. 92.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 16 x 12 x 7,5 m; základová deska.....</i>	116
<i>Obr. 93.: Tabulka a graf závislosti svislých deformací na zvolených okrajových podmínkách; velikost řešené oblasti: 16 x 12 x 10 m; základová deska.....</i>	116
<i>Obr. 94.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu A; základová deska.....</i>	117
<i>Obr. 95.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu B; základová deska.....</i>	118
<i>Obr. 96.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu C; základová deska</i>	118
<i>Obr. 97.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na proměnné hloubce namodelovaného podloží pro variantu D; základová deska</i>	118
<i>Obr. 98.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu A; základová deska</i>	119
<i>Obr. 99.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu B; základová deska</i>	120
<i>Obr. 100.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu C; základová deska</i>	120
<i>Obr. 101.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti půdorysné plochy podloží pro variantu D; základová deska.....</i>	120
<i>Obr. 102.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu A; základová deska</i>	121
<i>Obr. 103.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu B; základová deska</i>	122
<i>Obr. 104.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu C; základová deska</i>	122
<i>Obr. 105.: Tabulka a graf znázorňující závislost svislých deformací na velikosti prostorového modelu podloží pro variantu D; základová deska</i>	122

<i>Obr. 106.: Model ANSYS: Celkové deformace, vertikální řez podloží [m]; základová deska</i>	<i>123</i>
<i>Obr. 107.: Model ANSYS: Celkové deformace v horizontálním řezu středem desky a podloží [m]; základová deska</i>	<i>124</i>
<i>Obr. 108.: Model ANSYS: Průběh deformace do hloubky podloží, vertikální řez vedeným středem podloží [m]; základová deska</i>	<i>124</i>
<i>Obr. 109.: Model ANSYS: Kontaktní napětí a vyznačení řezů [Pa]; základová deska....</i>	<i>125</i>
<i>Obr. 110.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – příčný řez A – A' [Pa]; základová deska .</i>	<i>125</i>
<i>Obr. 111.: Model ANSYS: Kontaktní napětí – šikmý řez B – B' [Pa]; základová deska ..</i>	<i>126</i>
<i>Obr. 112.: Model ANSYS: Průběh napětí σ_z – vertikální řez vedený středem podloží od horního povrchu k dolnímu [Pa]; základová deska</i>	<i>126</i>
<i>Obr. 113.: Model ANSYS: Průběh měrných ohybových momentů [Nm/m]; základová deska</i>	<i>127</i>
<i>Obr. 114.: Model ANSYS: Okrajové podmínky varianty A; základová deska.....</i>	<i>127</i>
<i>Obr. 115.: Model ANSYS: Srovnání napětí σ_z lineárního a nelineárního materiálového modelu; základová deska</i>	<i>130</i>
<i>Obr. 116.: Model základové desky na podloží vytvořený v programu Scia Engineer.....</i>	<i>131</i>
<i>Obr. 117.: Charakteristika vlastností zemního prostředí; základová deska</i>	<i>131</i>
<i>Obr. 118.: Rozložení parametrů C_{1z}, C_{2x} a C_{2y} v úlohách č. 1 a č. 3; základová deska ...</i>	<i>133</i>
<i>Obr. 119.: Modul SOILIN: Srovnání úlohy č. 1 a č. 3 z hlediska výsledných deformací a měrných ohybových momentů; základová deska</i>	<i>133</i>
<i>Obr. 120.: Modul SOILIN: Deformace základové desky.....</i>	<i>134</i>
<i>Obr. 121.: Modul SOILIN: Měrné ohybové momenty základové desky, m_y.....</i>	<i>134</i>
<i>Obr. 122.: Modul SOILIN: Rozložení parametrů C_{1z}, C_{2x} a C_{2y}; základová deska.....</i>	<i>135</i>
<i>Obr. 123.: Modul SOILIN: Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích, základová deska .</i>	<i>135</i>
<i>Obr. 124.: Deformace základové desky a sedání podloží po předposlední a poslední iteraci.....</i>	<i>137</i>
<i>Obr. 125.: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Deformace základové desky.....</i>	<i>139</i>
<i>Obr. 126.: Typ „jednotlivě“: Měrné ohybové momenty základové desky, m_y.....</i>	<i>139</i>
<i>Obr. 127.: Typ „jednotlivě“: Kontaktní napětí; základová deska</i>	<i>139</i>
<i>Obr. 128.: MKPINTER: Graf a schéma konečné deformace základové desky a sedání podloží</i>	<i>142</i>
<i>Obr. 129.: MKPINTER: Měrné ohybové momenty a průběh kontaktní napětí v příčném řezu základovou deskou</i>	<i>142</i>

Seznam grafů:

<i>Graf 1: Závislost svislých deformací betonové desky na zvolených okrajových podmínkách.....</i>	<i>73</i>
<i>Graf 2: Závislost svislých deformací betonové desky na proměnné hloubce podloží</i>	<i>75</i>
<i>Graf 3: Závislost svislých deformací betonové desky na proměnné velikosti půdorysné plochy podloží.....</i>	<i>77</i>
<i>Graf 4: Závislost svislých deformací betonové desky na proměnné velikosti prostorového modelu podloží</i>	<i>79</i>
<i>Graf 5: Svislé deformace v průběhu iteračního výpočetního procesu.....</i>	<i>81</i>
<i>Graf 6: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace; deska z prostého betonu</i>	<i>85</i>
<i>Graf 7: MKPINTER: Průběh sedání podloží a deformace desky po vybraných iteracích, deska z prostého betonu</i>	<i>103</i>
<i>Graf 8: Průběh deformace betonové desky po jednotlivých iteracích.....</i>	<i>104</i>
<i>Graf 9: Průběh sedání podloží po jednotlivých iteracích; deska z prostého betonu.....</i>	<i>104</i>
<i>Graf 10: Průběh kontaktního napětí po jednotlivých iteracích; deska z prostého betonu .</i>	<i>104</i>
<i>Graf 11: Celkové deformace betonové desky získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod</i>	<i>106</i>
<i>Graf 12: Průběh měrných ohybových momentů betonové desky získaný řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod</i>	<i>107</i>
<i>Graf 13: Průběh kontaktních napětí získaný řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod; deska z prostého betonu</i>	<i>107</i>
<i>Graf 14: Závislost svislých deformací základové desky na zvolených okrajových podmínkách.....</i>	<i>117</i>
<i>Graf 15: Závislost svislých deformací základové desky na proměnné hloubce podloží.....</i>	<i>119</i>
<i>Graf 16: Závislost svislých deformací základové desky na proměnné velikosti půdorysné plochy podloží</i>	<i>121</i>
<i>Graf 17: Závislost svislých deformací základové desky na proměnné velikosti prostorového modelu podloží.....</i>	<i>123</i>
<i>Graf 18: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace základové desky</i>	<i>128</i>
<i>Graf 19: Deformace základové desky a sedání podloží v příčném řezu středem desky</i>	<i>137</i>
<i>Graf 20: MKPINTER: Průběh sedání podloží a deformace základové desky po vybraných iteracích.....</i>	<i>143</i>
<i>Graf 21: Deformace základové desky po jednotlivých iteracích výpočetního procesu.....</i>	<i>143</i>
<i>Graf 22: Sedání podloží po jednotlivých iteracích výpočetního procesu, základová deska</i>	<i>143</i>
<i>Graf 23: Kontaktní napětí po jednotlivých iteracích výpočetního procesu, základová deska</i>	<i>144</i>

Graf 24: Celkové deformace desky získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod; základová deska	145
Graf 25: Průběhy měrných ohybových momentů získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod; základová deska	145
Graf 26: Průběhy kontaktního napětí získané řešením všech uvedených výpočetních modelů a metod, základová deska.....	146
Graf 27: Průběh měrných ohybových momentů na Winklerově modelu podloží	147
Graf 28: Průběh kontaktního napětí na Winklerově modelu podloží.....	147

Seznam tabulek:

Tab. 1: Orientační hodnoty součinitele stlačitelnosti C	28
Tab. 2: Hodnota vhodného opravného součinitele m v závislosti na změřeném sednutí	35
Tab. 3: Hodnoty hloubky deformační zóny získané během experimentů a jejich srovnání..	35
Tab. 4: Hodnoty opravného součinitele přetížení m dle ČSN 73 1001[53]	43
Tab. 5: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace; deska z prostého betonu.....	85
Tab. 6: Model ANSYS: Závislost deformací na půdorysných rozměrech modelovaného podloží a jeho hloubce; deska z prostého betonu	86
Tab. 7: Modul SOILIN: Závislost deformací a hloubky deformační zóny na vstupních parametrech C ; deska z prostého betonu	91
Tab. 8: Diagram napětí v zemině, deska z prostého betonu.....	95
Tab. 9: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Závislost deformací na parametrech C , deska z prostého betonu.....	97
Tab. 10: Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“, deska z prostého betonu.....	99
Tab. 11: Model Scia Engineer: Srovnání lineární a nelineární analýzy; betonová deska	101
Tab. 12: Srovnání vypočteného sedání dle ČSN 73 1001 s 0. iterací řešení MKPINTER, deska z prostého betonu.....	105
Tab. 13: Vliv půdorysných rozměrů modelovaného podloží a jeho hloubky na svislé deformace; základová deska	128
Tab. 14: Model ANSYS: Závislost deformací na půdorysných rozměrech modelovaného podloží a jeho hloubce; základová deska.....	129
Tab. 15: Modul SOILIN: Závislost deformací a hloubky deformační zóny na vstupních parametrech C , základová deska	132
Tab. 16: Diagram napětí v zemině, základová deska.....	136
Tab. 17: Plošná podpora typu „jednotlivě“: Závislost deformací na parametrech C , základová deska.....	138
Tab. 18: Srovnání plošných podpor typu SOILIN a „jednotlivě“, základová deska	140
Tab. 19: Model Scia Engineer: Srovnání lineární a nelineární analýzy; základová deska .	141

Seznam použitých programů:

- ANSYS 13.0
- AutoCAD 2007
- Microsoft Office – Word 2007
- Microsoft Office – Excel 2007
- Microsoft Office – Picture Manager 2007
- Scia Engineer 2009.0